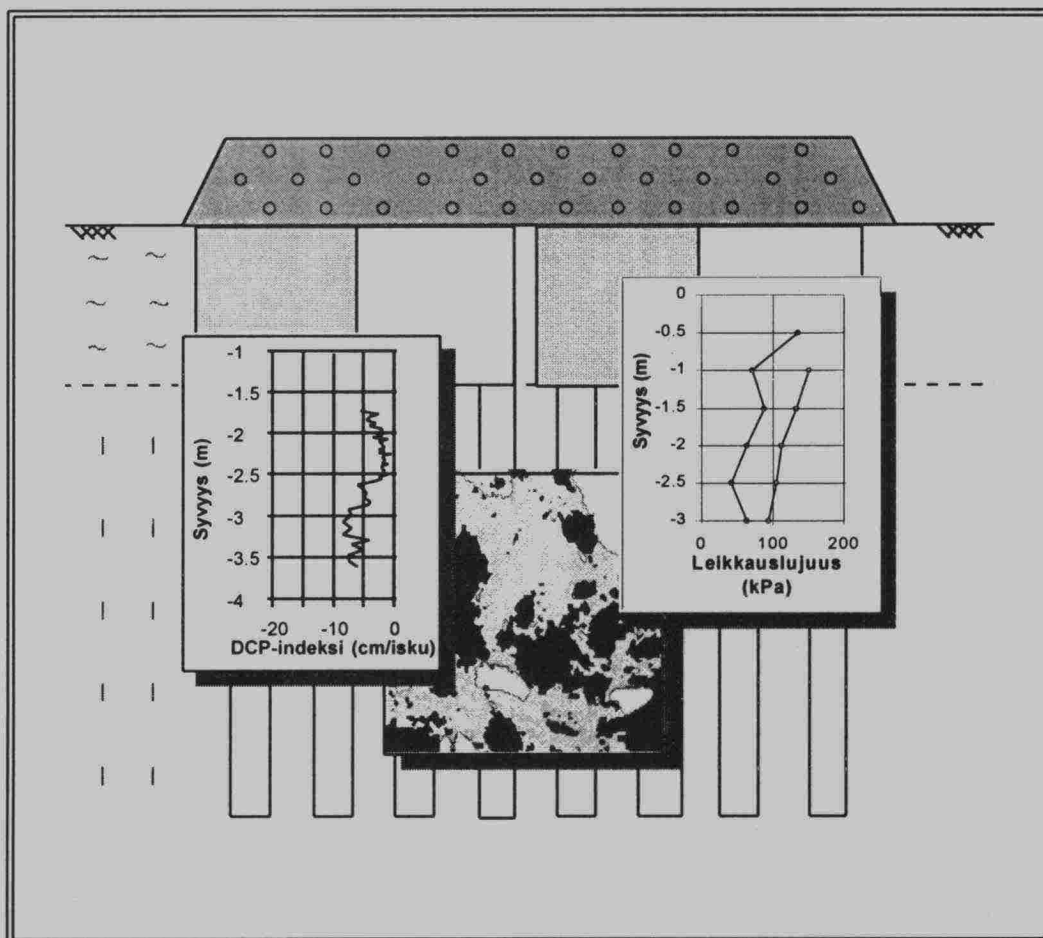


Veittostensuon koerakenteen toiminta ja laadun arviointi



Tielaitoksen
selvityksiä

54/1995

Oulu 1995

Geokeskus
Oulun kehitysyksikkö

Tielaitoksen selvityksiä
54/1995

**Veittostensuon koerakenteen toiminta
ja laadun arviointi**

Tielaitos
Geokeskus, Oulun kehitysyksikkö

Oulu 1995

ISSN 0788-3722
ISBN 951-726-070-9
TIEL 3200330
Painatuskeskus Oy
Helsinki 1995

Julkaisun kustannus ja myynti:
Tielaitos, hallinnon palvelukeskus,
painotuotepalvelut
Telefax (90) 1487 2652

Joutsenmerkin arvoinen paperi

Tielaitos

Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puh. vaihde (90) 148 721

Geokeskus, Oulun kehitysyksikkö
Kansankatu 47
PL 261
90101 OULU
Puh. (981) 310 9383

TIIVISTELMÄ

Koerakenteen toiminnan arvioimiseksi stabiloidusta maapohjasta nostettiin ylös kokonaisia pilareja, joiden laatua ja ominaisuuksia määritettiin in situ -mittauksin sekä laboratoriokokein. Pilarien nosto laadunvalvontamenetelmänä on varma mutta työläs toimenpide. Pilarien ylösnosto on perusteltua silloin, kun halutaan selvittää pilarien laatua sekä horisontaali- että vertikaalisuunnassa. Laadunvalvonnassa uutena menetelmänä käytetty DCP-kairaus osoittautui käyttökelpoiseksi ja nopeaksi menetelmäksi stabiloidun materiaalin lujuuden vaihteluiden selvittämisessä.

Stabiloidun maapohjan lujittumiskehitystä arvioitiin pilarikairausten avulla yhden vuoden lujittumisen jälkeen. Pilarikairausten perusteella stabiloitujen savipilarien keskimääräinen leikkauslujuus vaihteli tällöin 80...130 kPa. Heikoin lujuus oli välittömästi turvekerroksen alapuolisessa savessa. Massastabilointi tuotti laadultaan paremman ja tasaisemman stabiloidun turvemateriaalin perinteiseen pilaristabilointiin verrattuna. Massastabiloitu turve lujittui kohtalaisen tasaisesti ja leikkauslujuus vaihteli 60...100 kPa, mikä ylittää stabiloidulle turpeelle asetetun lujuusvaatimuksen (50 kPa). Pilaristabiloitu turve lujittui huomattavasti epätasaisemmin ja lujuusvaihtelu oli 30...120 kPa.

Sekä laboratorio- että maastotutkimustulosten perusteella turpeen stabilointiin sopivin sideaine oli sementin ja masuunikuonan seos. Masuunikuona toimi tällöin sekä sideaineena että aktiivisena runkoaineena. Laboratoriotutkimusten perusteella savikerrosten stabiloinnissa parhaimmaksi sideaineeksi osoittautui Finnstabin ja sementin seos. Myös maastossa pilarit lujittuivat tällä sideaineella tasaisemmin kuin sementin ja kalkin seoksella.

Kipsipohjaisten lisäaineiden lujuutta lisäävä vaikutus perustuu neulamasiten ettringiittikiteiden muodostamaan tiheään verkostoon stabiloidussa maamatriisissa. Mikäli pH pysyy suurempana kuin 9, ei ettringiitin mineraloginen hajoaminen ole todennäköistä. Suovedellä suoritettu pitkäaikaisuusmittaus ei alentanut pH:ta tasolle, jossa hajoaminen olisi todennäköistä. Lisäksi stabiloidun maan vedenläpäisevyys on niin pieni, että jatkuva suotautuminen aiheuttaisi ettringiitin häviämisen riskiä.

Stabiloidun turpeen lämmönjohtavuus oli suuruusluokaltaan sellainen, että sillä on merkittävä vaikutus koko tierakenteen routamitoitukseen. Stabiloitu turvekerros toimii eristävänä ja koko rakennetta keventävänä kerroksena, mikä rakenteen routamitoituksessa voidaan ottaa huomioon.

Koepenkereen painumista analysoitiin elementtimenetelmän avulla. Mallin kaksidimensionaalisuudesta johtuen kolmiulotteinen rakenne jouduttiin kuvaamaan kaksiulotteisena. Lisäksi käytettävissä olevien elementtien lukumäärän rajallisuuden vuoksi pilareiden kuvaamiseen käytettävien elementtien mittasuhteet muodostuivat epäedulliseksi.

Laskennassa käytetyt parametrit saatiin yhdistämällä in situ -mittausten ja laboratoriokokeiden antama informaatio. Rakenteen epähomogeenisuus ja varsinkin rakenteen sisältämä ilma muodostaa mallin toiminnan kannalta merkittävimmän epävarmuustekijän. Pitkäaikaispainuman laskennassa mitoituspäätökset kalibroitiin lyhytaikaisten painumahavaintojen perusteella. Lasketut painumat saatiin tällöin vastaamaan hyvin mitattuja painumia. Virhe kokonaispainumassa 620 vrk:n kohdalla oli noin 9 %.

Key words: road construction, foundation engineering, deep stabilization, peat, clay

ABSTRACT

In order to evaluate the functioning of the test structure, whole stabilized columns were raised from the subsoil and their quality and properties determined by in situ measurements and laboratory tests. The raising of columns in this way is a reliable, although highly laborious quality control method, and is justified when one wishes to assess quality parameters in both a vertical and a horizontal direction. Dynamic cone penetrometer (DCP) drilling proved to be a useful and rapid new method for determining variations in the strength of stabilized materials for quality assessment purposes.

Column drilling, used to assess strength incrementation in the subsoil one year after stabilization, gave results of 80...130 kPa for the mean strength of the stabilized clay columns, the poorest strength readings being obtained immediately below the peat horizon. Mass stabilization yielded a better and more evenly stabilized peat material than did conventional deep stabilization, with shear strengths in the range 60...100 kPa, i.e. consistently exceeding the minimum requirement of 50 kPa laid down for stabilized peat. The deep-stabilized peat had more unevenly distributed strength readings, spanning the range 30...120 kPa.

Both the laboratory and field measurements suggested that the most suitable binder for peat stabilization purposes was a mixture of cement and blastfurnace slag, whereupon the latter serves as both a binder and an active aggregate simultaneously. The best binder for stabilizing the clay horizons was shown in the laboratory tests to be a mixture of Finnstabi and cement, which was also found in the field measurements to produce a more even strength distribution in the columns than a lime and cement mixture.

The strengthening properties of gypsum-based additives are attributable to the formation of a dense network of acicular ettringite crystals in the stabilized soil matrix. This mineral will decompose if the pH falls below 9, but as long-term extraction with mire water failed to reduce the pH to a level at which this was likely to happen, such a situation may be deemed improbable. Moreover, the permeability of the stabilized soil is so low that there is no real risk of the ettringite being affected.

The thermal conductivity of stabilized peat is of an order at which it can be expected to influence the frost penetration of the whole road structure, since the peat horizon will act as an insulating layer and serve to lighten the whole structure. This should be taken into account at the frost dimensioning stage.

Consolidation in the test embankment was analyzed by the finite element method. Problems arose, however, from the fact that the three-dimensional structure had to be depicted in two-dimensional form on account of the restriction of the model to two dimensions, and from the unsuitable sizes of elements used for modelling the columns, on account of the finite number of elements available.

The parameters required for calculation purposes were obtained by combining the information provided by the in situ measurements and laboratory tests. The main uncertainty factor was the inhomogeneity of the structure, and particularly the air contained in it. The dimensioning parameters required for calculating long-term consolidation were calibrated by reference to the observed short-term consolidation. This gave a good level of agreement between the calculated and measured consolidation values, the error in terms of total consolidation after 620 days being approx. 9 %.

ALKUSANAT

Tielaitoksen geokeskuksen Oulun kehitysyksikön "Pohjanvahvistukset suo-alueilla" -kehitysprojektin tavoitteena on ollut turvepehmeikölle perustettavan tien pohjarakentamistekniikan kehittäminen. Kehityshankkeeseen on kuulunut mm. vt 12:lla sijaitseva Veittostensuon stabilointitutkimus. Tutkimukseen on kuulunut turpeen ja paksun savikerroksen stabiloituvuustutkimukset ja alueelle rakennetun koepenkereen pitkäaikainen seuranta ja stabiloidun maapohjan laadun arviointi.

Tämän selvityksen tarkoituksena on ollut laatia yhteenveto Veittostensuon koerakenteen toiminnasta ja laadusta sekä käsitellä eräitä syvästabiloidun maapohjan keskeisiä tekijöitä kuten yhdisteiden pysyvyyttä ja stabiloidun maapohjan materiaaliominaisuuksia. Aikaisemmin esitettyjä Veittostensuon syvästabilointia koskevia tutkimustuloksia käsitellään tässä raportissa lyhyesti asiakokonaisuuden edellyttämässä laajuudessa. Pääosa Veittostensuon syvästabiloinnin tutkimustuloksista on esitetty raportissa "Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi" (Tielaitoksen selvityksiä 81/1993).

Veittostensuon tutkimus- ja kehitystyön päävastuullisena konsulttina on ollut Viatek Tapiola Oy. Pääosa laboratoriotutkimuksista on suoritettu Suomen Geotutkimus Oy:n laboratoriossa. Koepilareiden laadunvalvontaan liittyvät mittaukset ja määritykset sekä painuman numeerinen tarkastelu suoritettiin Oulun yliopiston geotekniikan laboratoriossa, jossa tutkijoina toimivat DI Eero Huttunen, DI Pertti Viljas ja tekn.yo Marko Kilpeläinen. Tutkimuksen ohjaana Oulun yliopiston geotekniikan laboratoriossa on ollut dos. Kauko Kujala, joka on myös vastannut tämän raportin kirjoittamisesta.

Tutkimus- ja kehitystyötä on ohjannut hankesuunnittelusta vastaava asiantuntijaryhmä, jonka vetäjänä on toiminut ins. Heikki Vesa Oulun kehitysyksiköstä.

Oulussa kesäkuussa 1995

Geokeskus
Oulun kehitysyksikkö

 SISÄLTÖ

1	JOHDANTO	9
2	VEITTOSTENSUON PEHMEIKKÖALUE	10
2.1	Pehmeikköalueen pohjasuhteet	10
2.2	Maakerrosten ominaisuudet	10
3	VEITTOSTENSUON KOESTABILOINTI JA -RAKENTEET	13
4	STABILOIDUN MAAPOHJAN HOMOGEENISUUS	17
4.1	Näytteenotto ja mittausmenetelmät	17
4.2	Stabiloitujen savipilarien homogeenisuus	20
4.3	Stabiloidun turpeen homogeenisuus	22
5	STABILOIDUN TURPEEN JA SAVEN FYSIKAALISET	
	OMINAISUUDET	26
5.1	Indeksiominaisuudet	26
5.2	Lämpötekniset ominaisuudet	26
5.3	Hydrauliset ominaisuudet	27
5.4	Yhdisteiden pysyvyys	30
6	STABILOIDUN MAAPOHJAN LUJUUS- JA	
	MUODONMUUTOSOMINAISUUDET	32
6.1	Stabiloitavien maakerrosten valintaperusteet	32
6.2	Tutkimusten vaiheistus	32
6.3	Stabiloidun turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet	33
6.4	Stabiloidun saven lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet	36
7	KOERAKENTEEN PAINUMINEN JA SEN MALLINTAMINEN	38
7.1	Koepenkereen painuminen	38
7.2	Painuman laskeminen elementtimenetelmän avulla	40
7.2.1	Rakenteen geometria ja elementtiverkon luominen	40
7.2.2	Parametrit	42
7.3	Tulokset ja tulosten tarkastelu	46
8	JOHTOPÄÄTÖKSET	49
9	KIRJALLISUUSLUETTELO	51

1 JOHDANTO

Suomen geologisissa olosuhteissa runsaasti kokoonpuristuva turvekerros paksun savikerrostuman päällä on varsin yleinen. Pohjarakentamisen kannalta tällainen pehmeikköalue on yleensä ongelmallinen. Varma mutta kallis paaluperustus on ollut lähes ainoa perustamistapa silloin, kun laatuvaatimukset ovat olleet korkeat. Myös massanvaihto pohjaantäyttämällä on ollut yleinen pohjarakentamistapa etenkin, kun kantava pohjamaakerros on ollut lähellä maanpintaa. Näiden laadultaan ja kustannuksiltaan äärivaihtoehtojen välille sijoittuvaa teknis-taloudellista pohjarakentamismenetelmää ei ole ollut käytettävissä. Merkittäväksi vaihtoehdoksi on muodostumassa stabilointi. Stabiloinnista tällaisissa maaperäolosuhteissa on kuitenkin ollut hyvin vähän kokemuksia etenkin todellisten rakenteiden käyttäytymisen osalta.

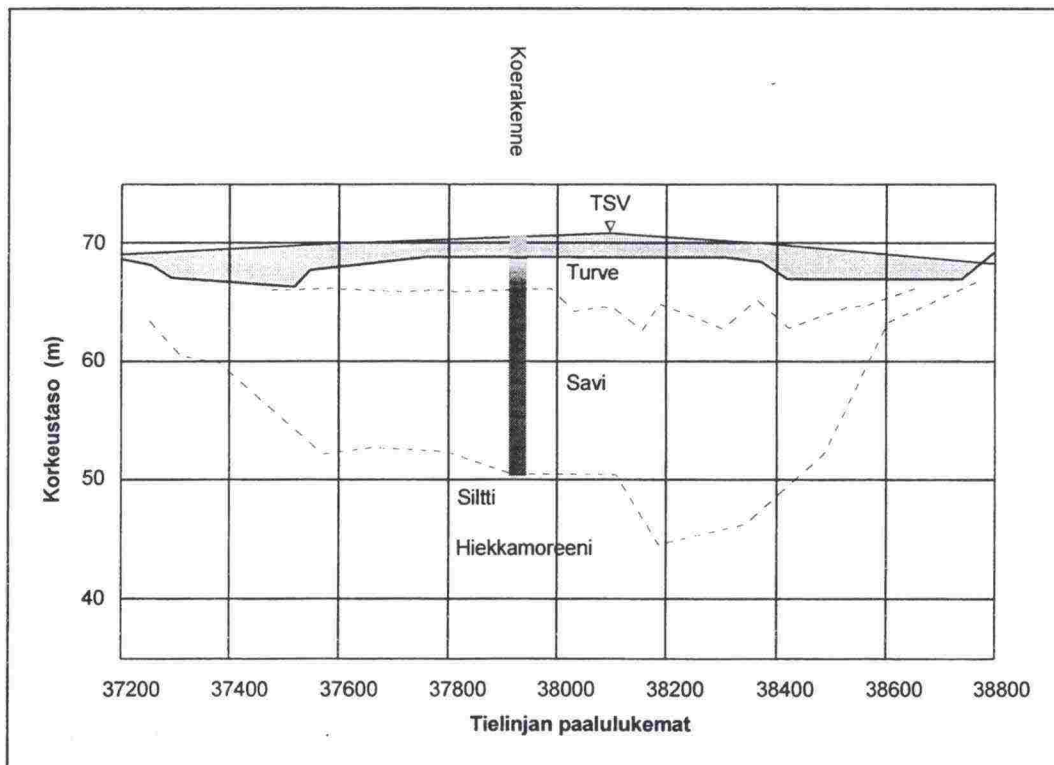
Tielaitoksen geokeskuksen Oulun kehitysyksiköllä on ollut useita vuosia kestävä kehityshanke "Pohjanvahvistukset suoalueilla", johon on kuulunut turvepehmeikölle perustettavan tierakenteen pohjanvahvistusmenetelmien kehittäminen. Kehityshankkeeseen on kuulunut vt 4:n Rantsilan ohikulkutie sekä vt 12:n parantaminen moottoriliikennetieksi välillä Joukue - Tillola. Molemmissa koekohteissa on arvioitu useita eri rakenneratkaisuja ja niissä on todettu turpeen stabilointiin perustuvien ratkaisujen olevan teknis-taloudellisesti kilpailukykyisiä. Pisimmälle näistä on edennyt vt 12:ta koskeva tutkimushanke, johon liittyen on suoritettu mm. koerakentamista Veittostensuon pehmeikköalueella.

Tämän selvityksen tarkoituksena on ollut laatia yhteenveto Veittostensuon syvästabiloinnin keskeisistä tutkimustuloksista koskien stabiloidun maapohjan laatua, pitkäaikaista painumiskäyttäytymistä ja sen mallintamista sekä eräitä syvästabiloidun maapohjan keskeisiä tekijöitä kuten sideainereaktioissa muodostuvien yhdisteiden pysyvyyttä, stabiloidun maan vedenläpäisevyyttä sekä lämpöteknisiä ominaisuuksia. Aikaisemmin esitettyjä koetuloksia käsitellään tässä raportissa ainoastaan lyhyesti ja yhteenvedon omaisesti. Pääosa Veittostensuon syvästabiloinnin tutkimustuloksista on esitetty raportissa "Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi" (Tielaitoksen selvityksiä 81/1993) sekä kirjoituksissa Huttunen et al. (1996) ja Ravaska ja Kujala (1996).

2 VEITTOSTENSUON PEHMEIKKÖALUE

2.1 Pehmeikköalueen pohjasuhteet

Veittostensuo on noin 200 ha:n laajuinen 1,2 km pitkä kohosuoalue. Suunnitellun tielinjan reuna-alueilla suo rajoittui hiekka- ja moreenirinteisiin. Turvekerroksen kokonaispaksuus oli enimmillään noin 5 m. Sen yläosassa oli 2 m paksu raakaturvekerros, joka kasvitieteellisen luokituksen mukaan oli tupasvillaa sisältävää rahkaturvetta (ErS, H 2-3). Tämän alla oli noin 3 m maatunutta kortetta sisältävää sararahkaturvetta (EqCS, H 4-5). Kerrosten välillä turve oli osittain näiden seosta. Turvekerroksen alla oli lieju- ja savikerros, jonka enimmäispaksuus oli noin 20 m (kuva 1). Pohjavedenpinta pehmeikköalueella oli keskimäärin 1...1,5 m syvyydellä maanpinnasta.



Kuva 1: Veittostensuon yleispiirteiset pohjasuhteet

2.2 Maakerrosten ominaisuudet

Turvekerrosten vesipitoisuus vaihteli 1250...1670 %. Turvekerroksen pH oli alhainen vaihdellen 4,5...4,7. Eloperäisen aineksen osuus oli suuri ja tuhkapitoisuus oli tästä syystä alhainen. Syvyydellä 4,8...5,0 m oli havaittavissa turpeen ja saven rajapinta, jossa vesipitoisuus aleni voimakkaasti (taulukko 1).

Taulukko 1: Veittostensuon pehmeikköalueen luokitusominaisuudet

Syvyys m	Maalaji- luokitus	Vesipitoisuus w %	Tilavuuspaino γ kN/m ³	pH	Tuhkapitoisuus/ humuspitoisuus %
0.5-2	RTv	1 390	8.4	-	1.9
1-2	RTv	1 280	7.9	4.5	3.8
2-3	KTv	1 253	16.3	-	1.3
3-4	KTv	1 670	13.4	4.7	2.9
4-4.8	KTv	1 550	19.6	-	20.0
4.8-5	KTv+Sa	283	-	-	89.8
5-6	liSa	73	15.2	5.3	0.7
5.5-6.5	ljSa	95	14.9	5.3	2.3
6-7	liSa	52	15.1	5.6	-
7-8	liSa	97	16.4	5.8	1.6
11-12	ljSa	109	14.7	6.4	2.8
17.5-18.5	liSa	91	16.5	6.7	0.5

Turpeen tehokas kitkakulma oli sekä raaka- että keskinkertaisesti maatu-
neessa turpeessa vertikaalinäytteissä samansuuruinen ($\phi' = 18,9...20,3$)
(taulukko 2). Horisontaalinäytteiden kitkakulmat olivat jonkin verran pienem-
piä. Tehokas koheesio oli maatu-kerroksessa hieman suurempi kuin
raakaturpeessa. Turpeen kokoonpuristuvuusindeksi oli raakaturpeella 9,22
ja keskinkertaisesti maatu-kerroksella 9,64.

Taulukko 2: Veittostensuon pehmeikköalueen lujuus- ja kokoonpuristuvuus-
ominaisuudet

Syvyys / maalaji	Lujuusominaisuudet		Kokoonpuristuvuus- ominaisuudet C_c
	c' kPa	ϕ' ast.	
1 - 2 m / turve	0,0 6.7	20.3 V *) 16.9 H **)	9.22
3 - 4 m / turve	5.9 17.9	18.9 V *) 9.9 H **)	9.64
5.5 - 6.5 m / savi	7 - 15 ***)		
11 - 12 m / savi	15 - 20 ***)		
17.5 - 18.5 m / savi	15 - 20 ***)		
*)	V vertikaalinäyte		
**)	H horisontaalinäyte		
***)	lujuus määritetty siipikairalla		

Turpeen alapuolisen liejusavikerroksen ominaisuudet vaihtelivat huomatta-
vasti syvyyden mukaan. Luokitusominaisuuksista humus- ja vesipitoisuudet
olivat syvyydellä 6...7 m selvästi muita kerroksia alhaisemmat. Suurin vesi-
ja humuspitoisuus oli savikerroksessa syvyydellä 11...12 m. Savikerroksen
happamuus oli suurin saven yläosassa pieneten syvyyden funktiona lähes

neutraaliksi. Rakeisuudeltaan savi oli kaikissa kerroksissa lihavaa savea. Korkean humuspitoisuuden perusteella osa kerroksista voitiin luokitella liejusaveksi. Siipikairalla määritetty leikkauslujuus oli heikoimmassa pintakerroksessa 7...5 kPa ja syvimmissä kerroksissa 15...20 kPa. Kokoonpuristuvuus oli kaikissa kerroksissa erittäin voimakasta.

3 VEITTOSTENSUON KOESTABILOINTI JA -RAKENTEET

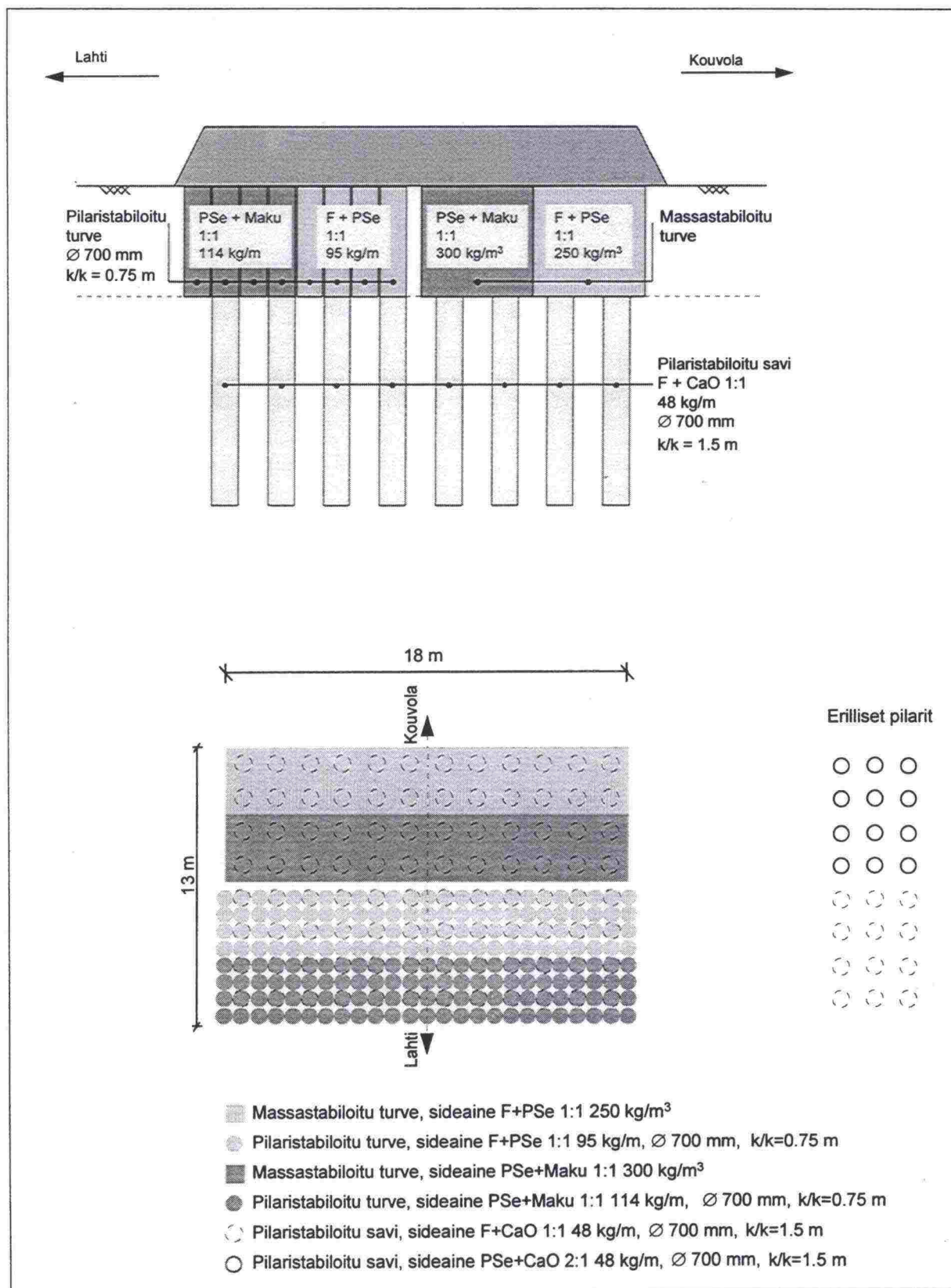
Pehmeikköalueen koestabiloinnin tavoitteena oli selvittää laboratoriossa saatujen myönteisten koetulosten perusteella työmaatekniikkaa, sideaineiden toimintaa ja sekoituvuutta sekä stabiloidun turve- ja savikerroksen pitkäaikaiskäyttäytymistä staattisen pengerkuormituksen alaisena. Koestabilointi suoritettiin kahdella vierekkäisellä koealalla, siten että varsinaisella koealueella stabiloitiin pinta-alaltaan $13 \times 18 \text{ m}^2$:n suuruisen alue, jota myöhemmin kuormitettiin vaihteittain kolmella pengerkuormalla. Tämän alueen ulkopuolelle savikerrokseen tehtiin erillisiä pilareja. Varsinaisessa koealueessa turvekerros stabiloitiin kahdella stabilointitavalla, tavanomaisella pilaristabiloinnilla ja ns. massastabilointina molemmilla tavoilla kahdella eri sideaineseoksella (kuva 2).

Massastabilointi suoritettiin kuvan 3 mukaisella laitteistolla $3 \times 3 \text{ m}^2$:n suuruisina lamelleina. Sideaineina turvekerroksen stabiloinnissa käytettiin Finnstabin ja pikasementin seosta sekä pikasementin ja masuunikuonan seosta (taulukko 3). Turvekerroksen alapuolinen savikerros lujitettiin pilaristabiloinnilla. Sideaineena savessa käytettiin Finnstabin ja kalkin seosta. Stabiloitujen pilarien halkaisija oli 700 mm sekä savessa että turpeessa. Pilaripituus oli savessa noin 15 m ja turpeessa 3 m.

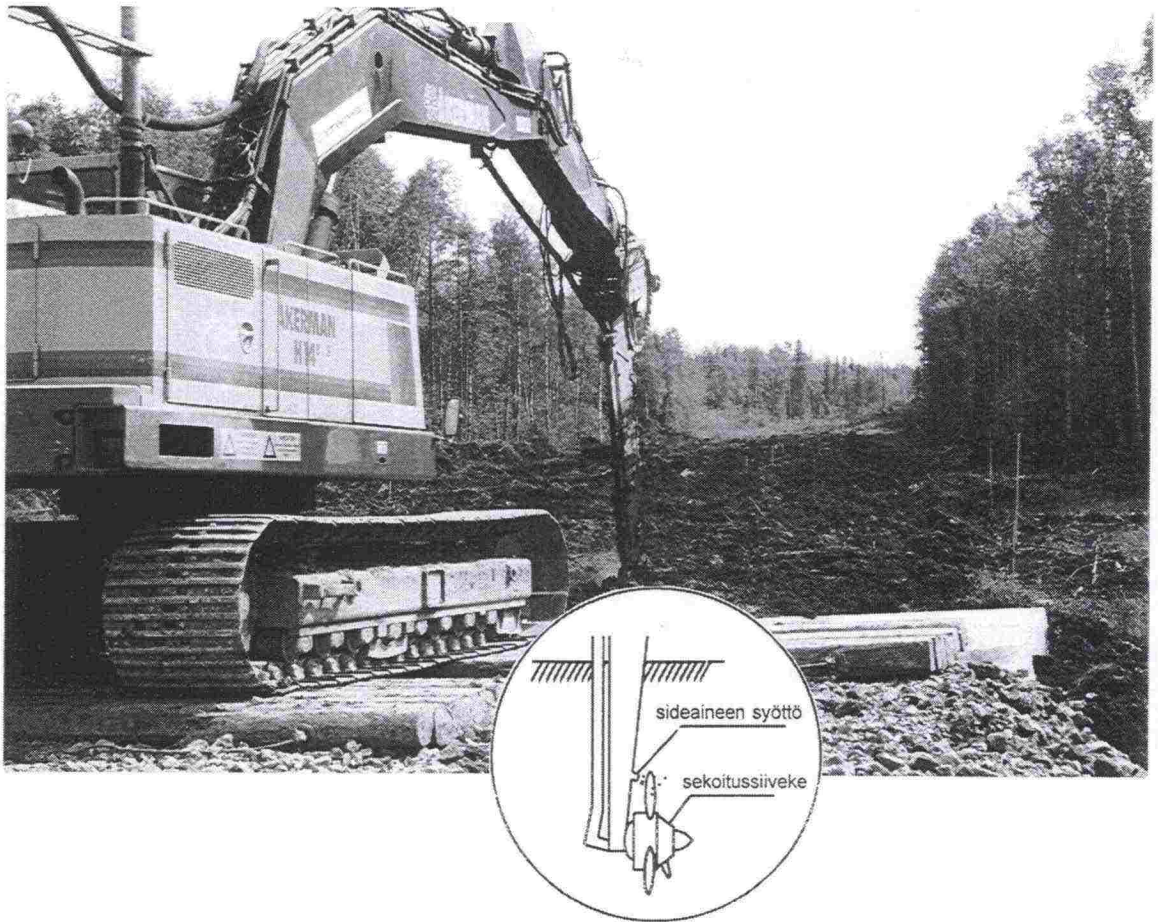
Varsinaisen koekentän ulkopuolisessa pilarikentässä käytettiin sekä Finnstabin ja kalkin seosta että pikasementin ja kalkin seosta (taulukko 3).

Taulukko 3: Veittostensuon koestabiloinnissa käytetyt sideaineet ja sideainemäärät

Kerros	Stabilointimenetelmä ja pilarikoko	Sideaine	Määrä- ja seossuhde	Merkintä
Turve	Massastabilointi	Finnstabi+ pikasementti *)	250 kg/m ³ 1:1	F+PSe
Turve	Pilaristabilointi $\phi = 700 \text{ mm}$	Finnstabi+ pikasementti *)	114 kg/m 1:1	F+PSe
Turve	Massastabilointi	Pikasementti + masuunikuona **)	300 kg/m ³ 1:1	PSe+MaKu
Turve	Pilaristabilointi $\phi = 700 \text{ mm}$	Pikasementti + masuunikuona **)	114 kg/m 1:1	PSe+MaKu
Savi	Pilaristabilointi $\phi = 700 \text{ mm}$	Finnstabi+CaO	48 kg/m 1:1	F+CaO
Savi	Pilaristabilointi $\phi = 700 \text{ mm}$	Pikasementti +CaO ***)	48 kg/m 1:1	PSe+CaO
*) Finnstabi: Kipsipitoinen sivutuote (Kemira Oy) **) Masuunikuona: Granuloitu, jauhamaton masuunikuona (# 0-5 mm) (SKJ-yhtiöt Oy) ***) Varsinaisen pilarikentän ulkopuolisissa pilareissa				

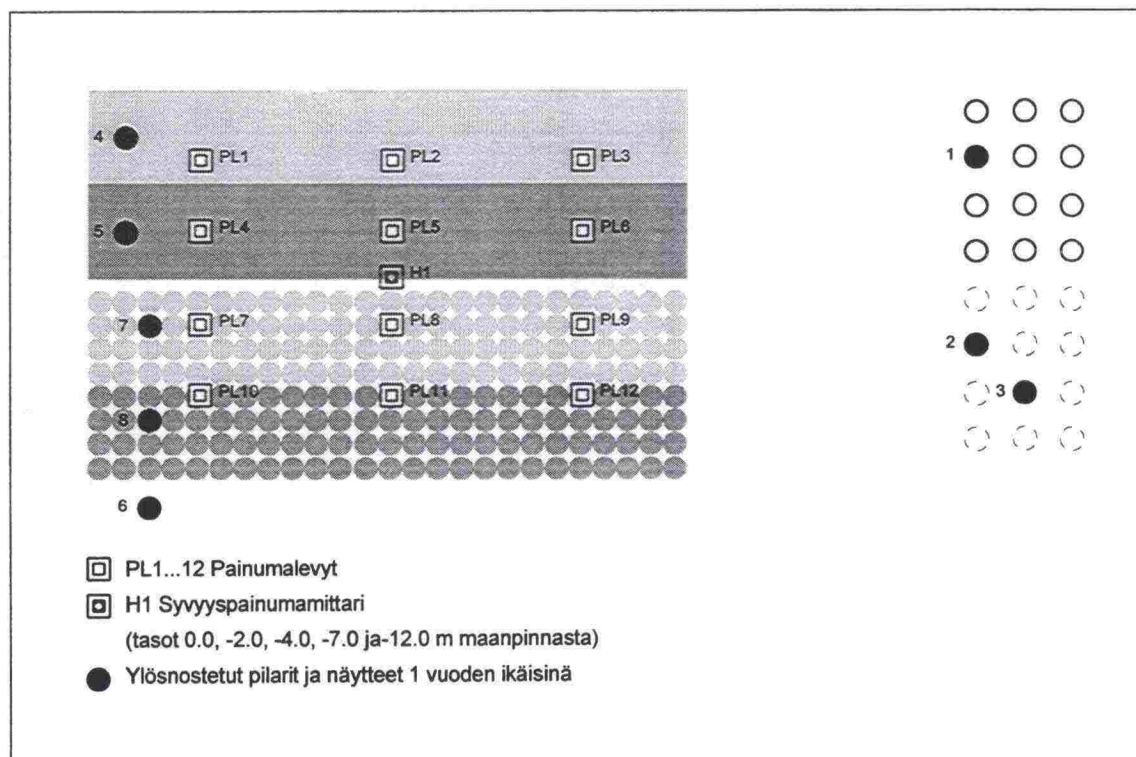


Kuva 2: Veittostensuon pehmeikköalueen koestabilointi ja käytetyt sideaineet



Kuva 3: Massastabilointilaitteisto

Stabiloidun maapohjan kokoonpuristuvuuskäyttäytymisen selvittämiseksi rakennettiin koepenger vaiheittain siten, että I-vaiheessa stabiloitua maapohjaa kuormitettiin 0,5 m:n penkereellä välittömästi stabiloinnin jälkeen, jotta stabiloitu maapohja tiivistyisi ennen varsinaista lujittumista. Penkereen rakennusmateriaalina käytettiin hiekkaa, joka tiivistettiin kerroksittain. Toisessa kuormitusvaiheessa, 34 vrk stabiloinnin jälkeen, ajettiin penkereen päälle 1,0 m korkea korotuspenger kerroksittain tiivistäen. Kolmannessa kuormitusvaiheessa, joka suoritettiin 1 v 1 kk stabiloinnin jälkeen, pengertä korotettiin 1,0 m kerroksittain tiivistäen. Stabiloidun maapohjan painuminen ja sen numeerinen tarkastelu on esitetty luvussa 7. Koealue instrumentoitiin kokonaispainuman ja painuman syvyyspuuntaisen jakautumisen havainnoimiseksi painumalevyillä sekä syvyyspainuma-antureilla (kuva 4). Stabiloinnin laadun ja lujuuden määrittämiseksi suoritettiin pilarikairauksia ja pilarisiipikairauksia 1 kk ja 1 v lujittumisen jälkeen. Lisäksi pilarien laatua selvitettiin jatkuvien näytteen ja ylösnostettujen pilarien avulla 1 v lujittumisen jälkeen (taulukko 4).



Kuva 4: Veittostensuon koealueen instrumentointi ja näytenumerointi

Taulukko 4: Veittostensuon koestabiloinnin seuranta- ja koestusohjelma

Kerros	Painumaseuranta	Pilari-kairaukset	Pilarisiipi-kairaukset	Näytteenotto
Turvekerros Massastabiloitu alue *F+PSe-sideaine *PSe+MaKu-sideaine Pilaristabiloitu alue *F+PSe-sideaine *PSe+MaKu-sideaine	Jatkuva painuma-seuranta (kokonais-painuma ja syvyyssuuntainen jakauma)	30 vrk 1 v 6 kpl 3 kpl 6 kpl 3 kpl 5 kpl 3 kpl 5 kpl 3 kpl	30 vrk 1 v 6 kpl 3 kpl 6 kpl 3 kpl 5 kpl 3 kpl 5 kpl 3 kpl	1 v Jatkuva näyte Jatkuva näyte Jatkuva näyte Jatkuva näyte
Savikerros *F+CaO-sideaine	Jatkuva painuma-seuranta (kokonais-painuma ja syvyyssuuntainen jakauma)			
Savikerros (ulkopuoliset pilarit) *F+CaO-sideaine *PSe+CaO-sideaine		3 kpl 2 kpl 3 kpl 2 kpl	3 kpl 2 kpl 3 kpl 2 kpl	Kok.pilari 2 kpl Kok.pilari 1 kpl

4 STABILOIDUN MAAPOHJAN HOMOGEENISUUS

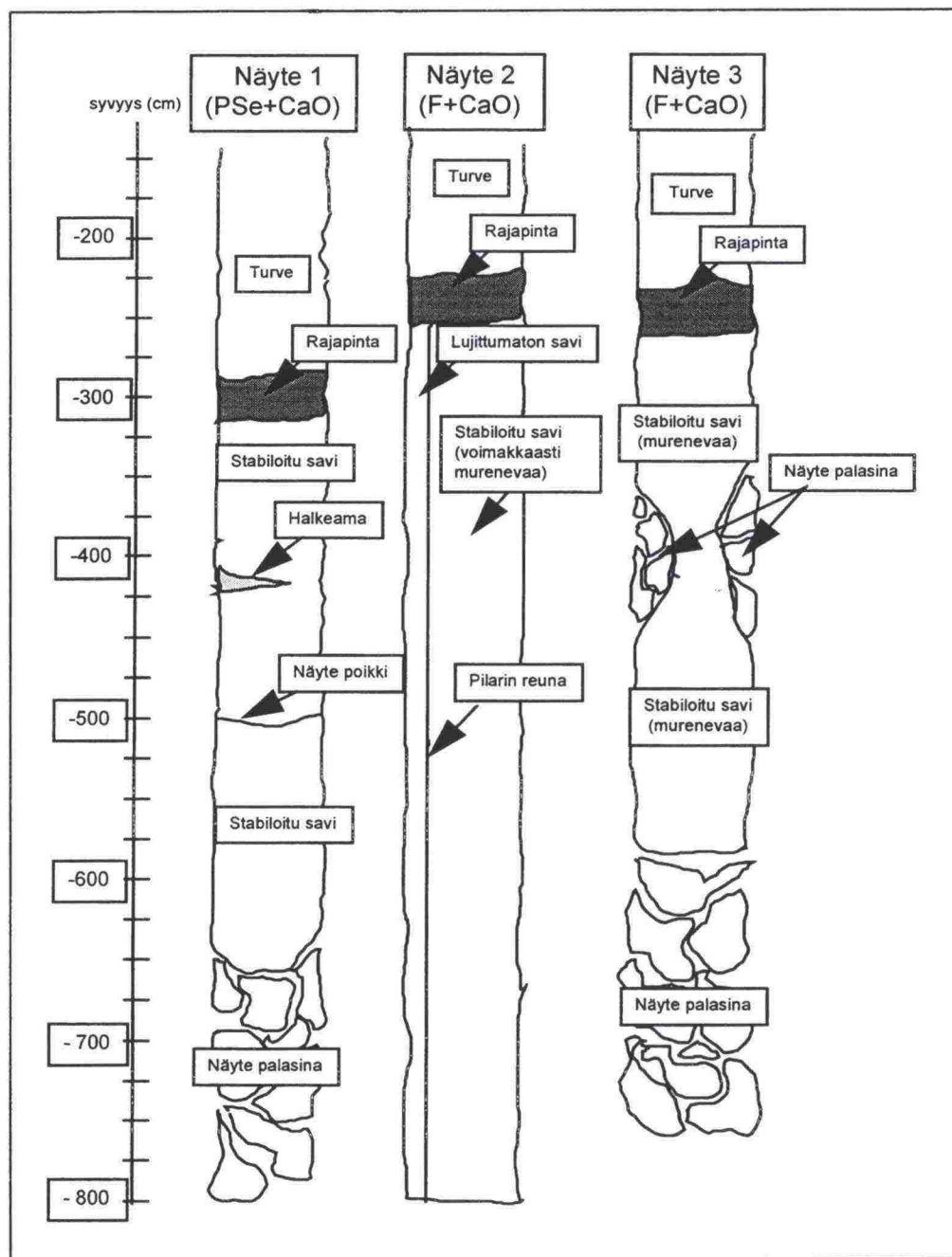
4.1 Näytteenotto ja mittausmenetelmät

Stabiloidun turve- ja savikerroksen laadun arvioimiseksi koealueelta nostettiin ylös kokonaisia stabiloituja savipilareja sekä otettiin yhtenäisiä näytesarjoja stabiloidusta turvekerroksesta. Stabiloidut savipilarit otettiin kentän ulkopuoliselta alueelta ja stabiloidut turvenäytteet koepenkereen alta. Stabiloitujen savipilarien halkaisija oli 700 mm ja turvenäytteiden 500 mm. Näytteiden numerointi ja sideainetiedot on esitetty taulukossa 5.

Taulukko 5: Veittostensuon koealueelta ylösnostettujen näytteiden numerointi ja käytetyt sideaineet

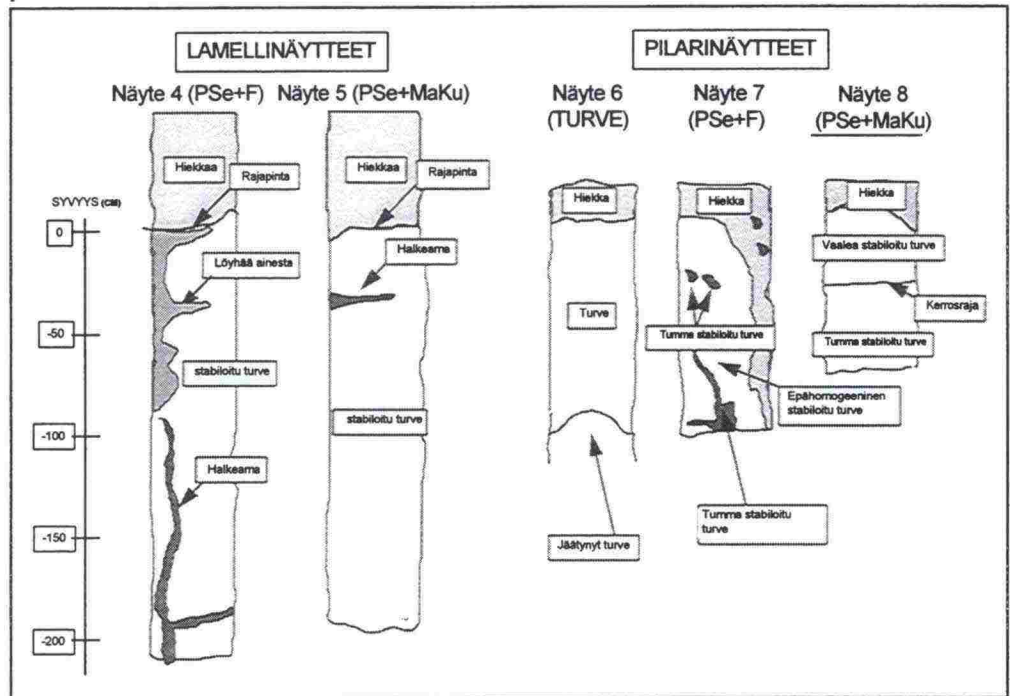
Näyttenumero	Materiaali	Stabilointitapa	Sideaine	Sideainemäärä
1	Savi	Pilaristabilointi	PSe+CaO 2:1	48 kg/m
2	Savi	Pilaristabilointi	F+CaO 1:1	48 kg/m
3	Savi	Pilaristabilointi	F+CaO 1:1	48 kg/m
4	Turve	Massastabilointi	PSe+F 1:1	250 kg/m ³
5	Turve	Massastabilointi	PSe+MaKu 1:1	250 kg/m ³
6	Turve	Ei stabilointia	-	-
7	Turve	Pilaristabilointi	PSe+F 1:1	95 kg/m
8	Turve	Pilaristabilointi	PSe+MaKu 1:1	114 kg/m

Stabiloidun saven ja turpeen rajapinnan syvyys vaihteli välillä -210...-320. Näytteet 1 ja 2 olivat säilyneet näytteenotossa yhtenäisinä, sen sijaan näyte 3 oli useasta kohdasta rikkoontunut. Näytteen 2 reunassa oli havaittavissa noin 12 cm leveä, lujittumaton, pilaria ympäröivästä savesta oleva maakerros (kuva 5).



Kuva 5: Stabiloitujen savipilarien rakenne pilarien halkaisun jälkeen

Massastabiloidusta turpeesta otetut näytteet olivat kumpikin pituudeltaan noin 2 metriä. Näytteessä 4 havaittiin tasolta -100 tasolle -200 ulottuva halkeama, lisäksi tasolla -200 oli vaakasuuntainen halkeama. Tasolla 0...-100 näytteen reunassa oli löyhää turveainesta. Näyte 5 oli kauttaaltaan verrattain yhtenäinen, lukuunottamatta halkeamaa tasolla -48 (kuva 6). Näytteet 6 ja 7 olivat pituudeltaan noin metrin mittaisia, näytteen 8 pituus oli ainoastaan noin 0,75 metriä. Näissä näytteissä oli halkaisupinnalla nähtävissä selvästi epähomogeenisuutta (kuva 6).



Kuva 6: Massastabiloidut turvenäytteet 4 ja 5 ja stabiloidut turvepilarit 7 ja 8 sekä turvenäyte 6 halkaisun jälkeen

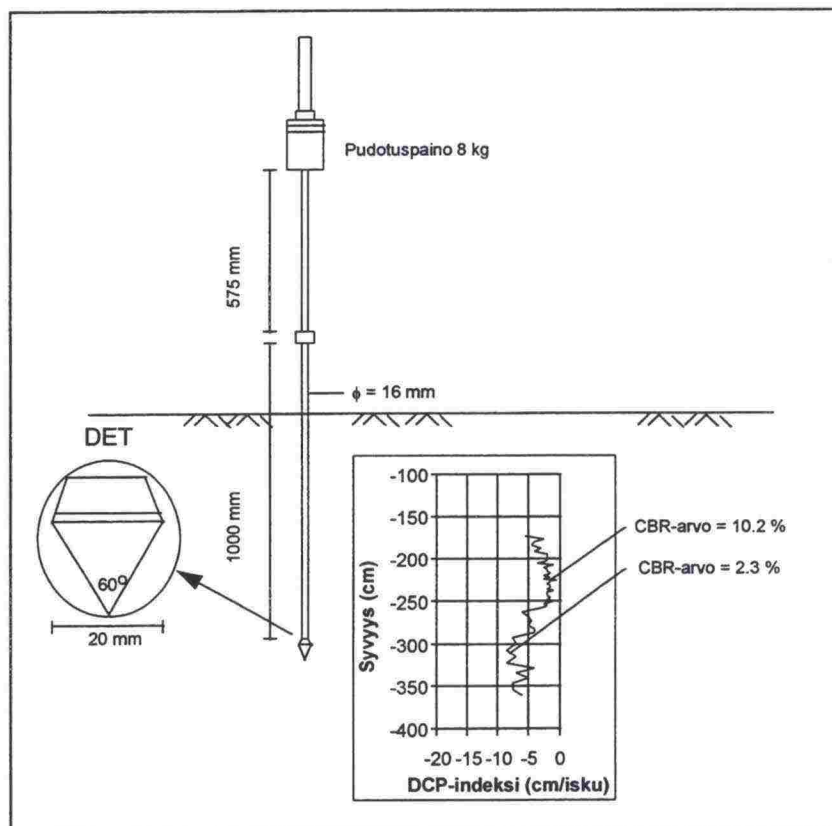
Maastossa suoritettiin seuraavat tutkimukset:

- DCP-kairaus
- pH:n mittaus (lattapääelektrodi)
- lämmönjohtavuuden määrittäminen (1-sondimenetelmä)
- näytteiden halkaisupinnan valokuvaus
- palanäytteiden otto laboratoriotutkimuksia varten.

DCP-kairan periaatepiirros on esitetty kuvassa 7. Kairaus suoritetaan pudotamalla 8 kg:n liukuva paino 575 mm:n korkeudelta kairatangossa olevaa alatukea vastaan. Iskun johdosta syntyvä painuma luetaan jokaisen iskun jälkeen. Tätä toistetaan, kunnes haluttu syvyys saavutetaan. Iskua vastaava DCP-indeksi on ko. painuman (mm) suuruus. Tavallisesti koetuloksista piirretään kuva, jossa DCP-indeksi esitetään syvyyden funktiona (kuva 7). Kuvasta voidaan päätellä kerrosrajat sekä laskea DCP-indeksiä vastaavat CBR-arvot tarkasteltavalle maaprofiilille.

Ylösnostetuista pilareista suoritettiin seuraavat tutkimukset:

- vesipitoisuuden määrittäminen (GLO-85 mukaisesti)
- sideaineen määrä (British Standard 1923:1976)
- vedenläpäisevyys (vakiopainekoe)
- pF-koe
- lujuus (1- ja 3-akselikokeet).



Kuva 7: DCP-laite ja kairausdiagrammi

4.2 Stabiloitujen savipilarien homogeenisuus

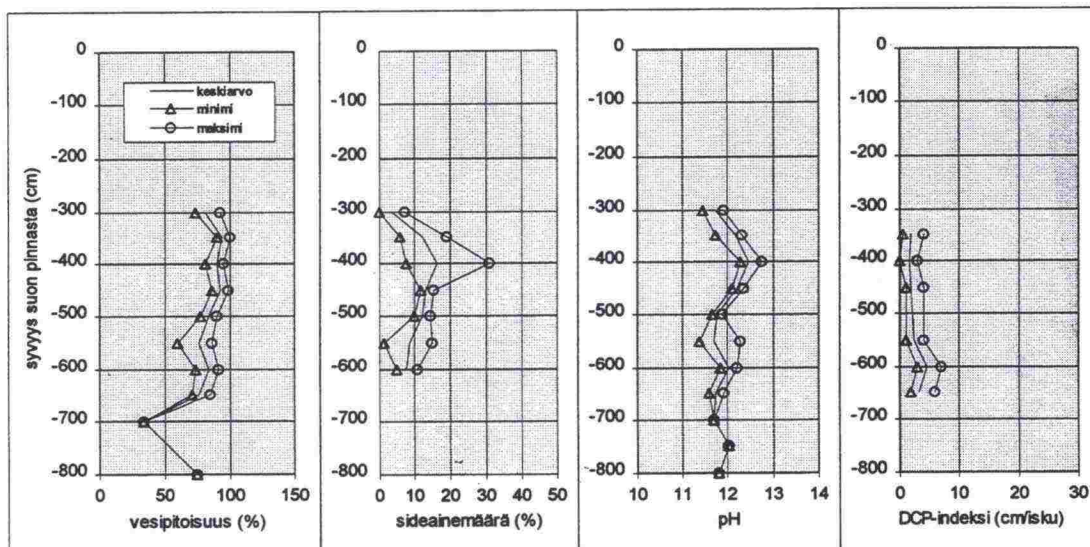
Näytepilari 1 (Stabiloitu savi PSe+CaO 2:1, 48 kg/m)

Pilarin vesipitoisuus vaihteli 32...98 %:iin. Sideainemäärä oli suurimmillaan 32 % ja vaihteli voimakkaasti pilarin pysty- ja vaakasuunnassa. PH-arvojen perusteella sideainevajausta ei ollut havaittavissa. Sideainemäärien ja pH:n väliset vaihtelut johtuivat sideaineen epähomogeenisesta sekoittumisesta sekä erilaisesta näytetilavuudesta. DCP-kokeiden perusteella voidaan päätellä, että näyte 1 oli lujittunut kauttaaltaan varsin tasaisesti (kuva 8).

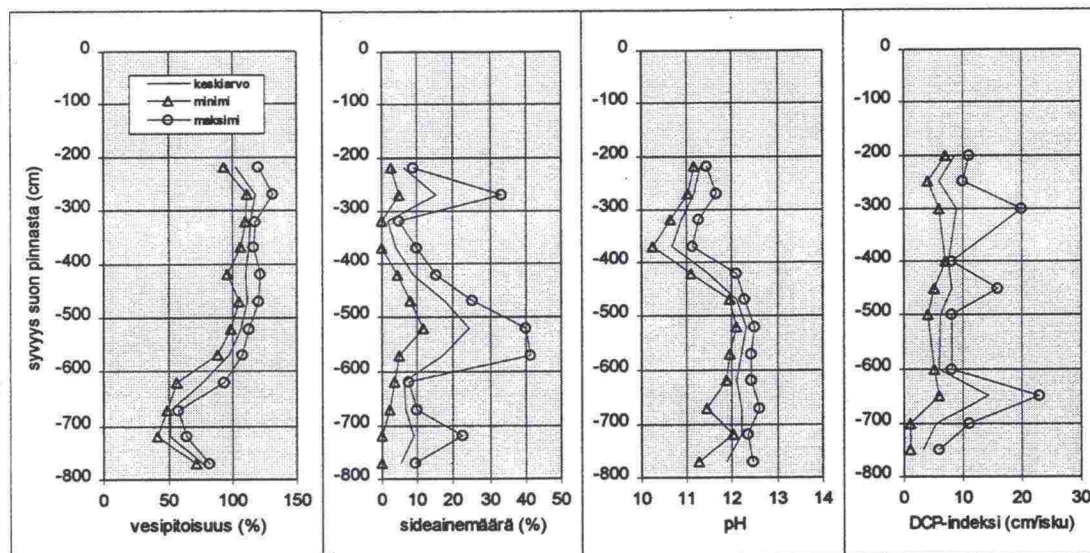
Näytepilari 2 (Stabiloitu savi F+CaO 1:1, 48 kg/m)

Pilarin vesipitoisuus vaihteli 41...130 %:iin. Sideainemäärä oli suurimmillaan 42 % ja vaihteli voimakkaasti pysty- ja vaakasuunnassa. Näytteen keskilinjalla pH:n ja sideainemäärän arvot vastasivat hyvin toisiaan tasolle -520 saakka. Syvemmillä tasoilla pH oli korkea, mutta sideainemäärä pieni. Tämä selittynee sillä, että pH:n arvot luonnontilaisessakin savessa kasvavat syvyyden funktiona. Vaakasuunnassa näytteen vesipitoisuuden ja pH:n vaihtelu oli eräitä poikkeuksia lukuunottamatta vähäistä, sen sijaan sideainemäärä vaihteli voimakkaasti. DCP-kokeet osoittivat, että näyte sisälsi useita lujuu-deltaan heikkoja kohtia. Tämä johtunee lähinnä siitä syystä, että näyte oli monin paikoin halkeillut ja katkennut pilarin nostotapahtuman yhteydessä. Paikallisesti esiintyi myös homogeenisessa materiaalissa heikommin

stabiloituneita kohtia (esim. tasoilla -450 ja -700). DCP-kokeen perusteella lujuustaso oli alhaisempi kuin näytteessä 1 (kuva 9).



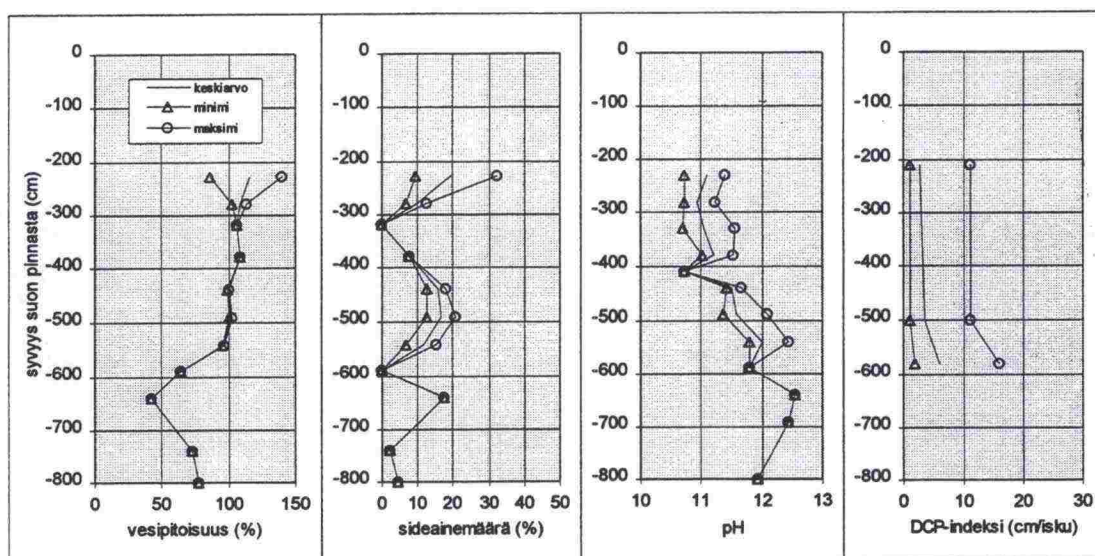
Kuva 8: Stabiloidun savipilarin (näyte 1 PSe+CaO) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut pilarin halkaisupinnalla



Kuva 9: Stabiloidun savipilarin (näyte 2 F+CaO) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut pilarin halkaisupinnalla

Näytepilari 3 (Stabiloitu savi F+CaO 1:1, 48 kg/m)

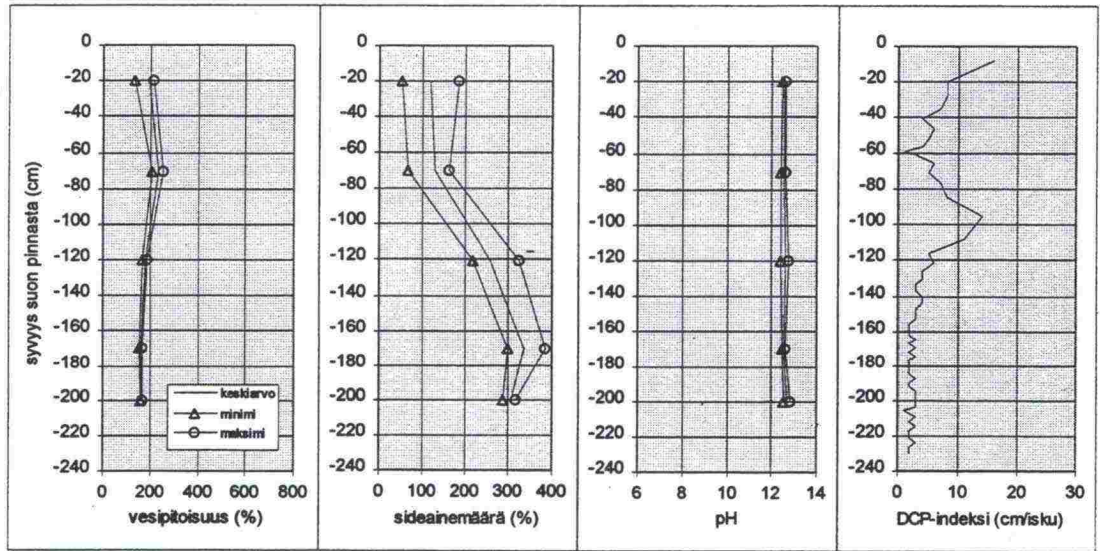
Näytteen vesipitoisuus vaihteli 40...140 %:iin ollen suurimmillaan turpeen ja saven rajapinnassa tasolla -230. Pienin vesipitoisuus oli tasolla -640. Myös näytteessä 2 pienin vesipitoisuuden arvo asettui likimain samalle tasolle ja on todennäköistä, että tällä syvyydellä luonnontilaisen saven vesipitoisuus on ollut alhaisempi kuin muualla. Sideainemäärä vaihteli 8...32 %:n välillä. Tason -230 alapuolella vesipitoisuus, pH ja sideainemäärä vaihtelivat vähäisesti näytteen vaakasuunnassa. Suuruusluokaltaan mainitut arvot olivat samaa suuruusluokkaa kuin näytteissä 1 ja 2. DCP-kokeita (kuva 25) voitiin suorittaa ainoastaan kolmelle tasolle näytteen rikkonaisuuden vuoksi. DCP-indeksi vaihteli 1,5...16 cm/isku välillä (kuva 10).



Kuva 10: Stabiloidun savipilarin (näyte 3 F+CaO) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut pilarin halkaisupinnalla

4.3 Stabiloidun turpeen homogeenisuus**Näyte 4 (Massastabiloitu turve PSe+F 1:1, 250 kg/m³)**

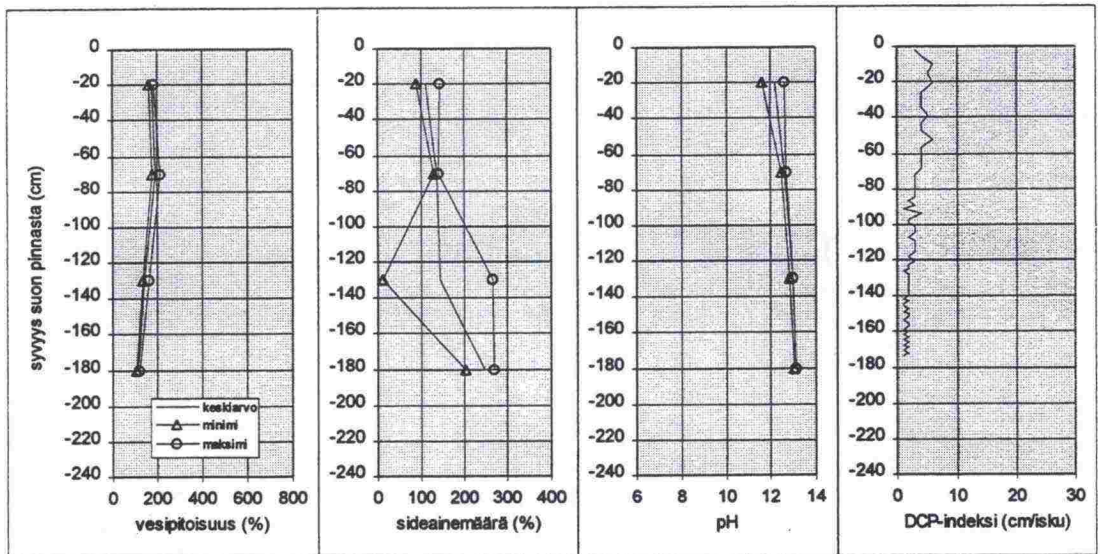
Näytteen vesipitoisuus vaihteli 155...245 %:iin ollen pienimmillään näytteen alapäässä. Sideainemäärä puolestaan kasvoi syvyyden funktiona. Vesipitoisuuden arvoissa esiintyi vaihtelua johtuen löyhästä aineksesta näytteen reunaosissa. Muilta osin mainitut arvot vaihtelivat varsin pienipiirteisesti. DCP-kokeiden perusteella massastabiloidun turpeen lujuus kasvoi syvyyden funktiona. Tason -140 alapuolella DCP-indeksi vaihteli 2...4 cm/isku (kuva 11).



Kuva 11: Massastabiloidun turpeen (näyte 4 sideaine PSe+F) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut näytteen halkaisupinnalla

Näyte 5 (Massastabiloitu turve PSe+MaKu 1:1, 250 kg/m³)

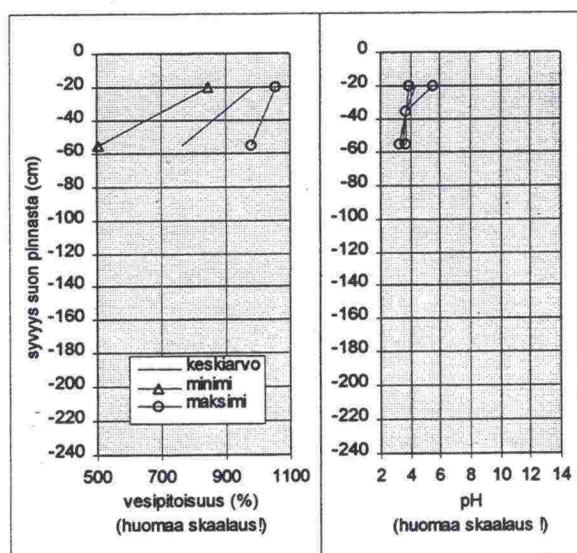
Materiaalin vesipitoisuus pieneni syvyyden funktiona, sen sijaan sideainemäärä ja pH kasvoivat. Vaakasuunnassa arvoissa esiintyi vaihtelua pääsääntöisesti näytteen yläpäässä. DCP-tutkimusten perusteella näyte oli lujittunut varsin tasaisesti (kuva 12).



Kuva 12: Massastabiloidun turpeen (näyte 5 sideaine PSe+MaKu) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut näytteen halkaisupinnalla

Näyte 6 (Turve, ei sideainetta)

Materiaalin vesipitoisuus ja pH pienenevät syvyyden kasvaessa. Vesipitoisuus oli oleellisesti suurempi kuin stabiloidussa turpeessa ja pH pienempi kuin stabiloidussa turpeessa (kuva 13).



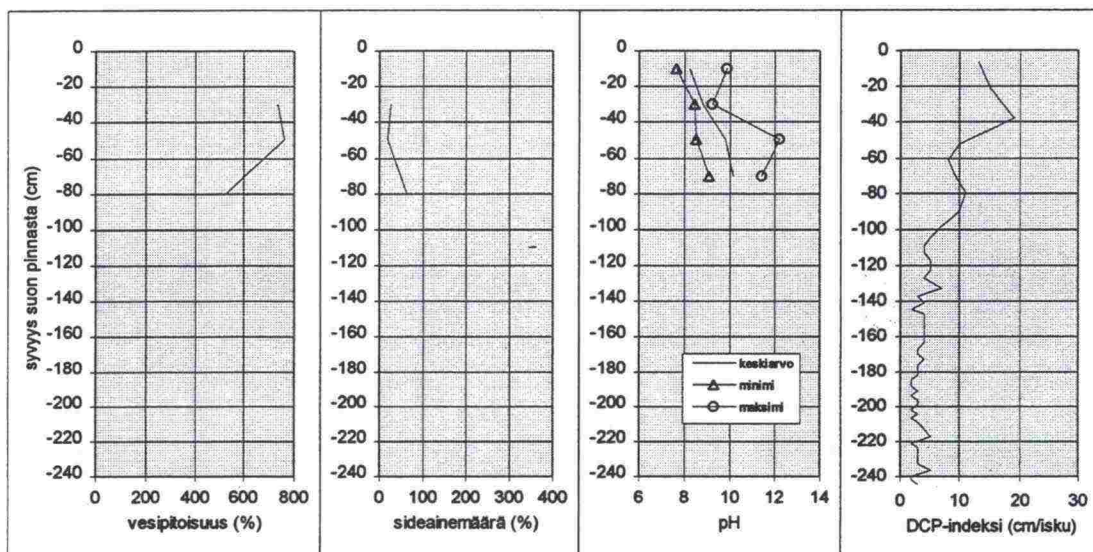
Kuva 13: Turpeen (näyte 6) vesipitoisuuden ja pH:n vaihtelut näytteen halkaisuspinnalla

Näyte 7 (Pilaristabiloitu savi PSe+F 1:1, 95 kg/m)

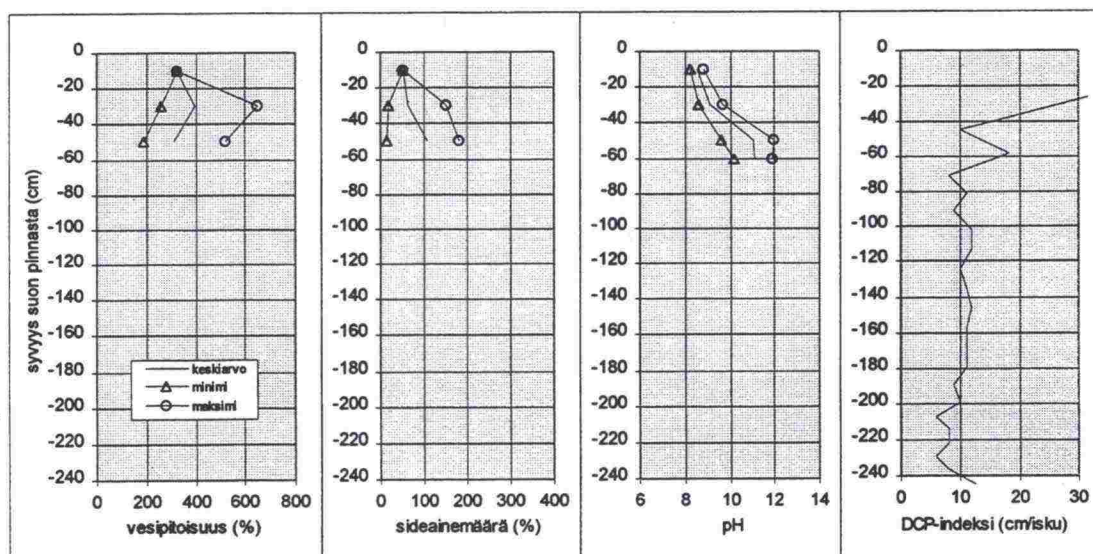
Materiaalin vesipitoisuus pieneni syvyyden kasvaessa, pH ja sideainemäärä puolestaan kasvoivat. Vesipitoisuuden arvot olivat selvästi suurempia kuin massastabiloidussa turpeessa ja sideainemäärä ja pH olivat selvästi pienempiä. pH:n arvojen vaihtelu johtui osittain näytteeseen sekoittuneesta hiekasta pilarin oikeassa reunassa. Materiaalin DCP-indeksi pieneni syvyyden funktiona ollen tason -100 alapuolella 2...8 cm/isku suuruusluokkaa (kuva 14).

Näyte 8 (Pilaristabiloitu savi PSe+MaKu 1:1, 114 kg/m)

Näytteen vesipitoisuus pieneni ja pH sekä sideainemäärä kasvoivat syvyyden funktiona. Vesipitoisuus oli selvästi pienempi ja sideainemäärä selvästi suurempi kuin näytteessä 7. DCP-koe osoitti, että syvyydellä 0...-90 materiaali esiintyi lujuudeltaan heikkoja ja epähomogeenisia kohtia. Tason -90 alapuolella materiaali oli yhtenäinen lukuunottamatta tasoa -250 ja lujuudeltaan alhaisempi kuin PSe+F-sideaineella stabiloitu materiaali (kuva 15).



Kuva 14: Pilaristabiloidun turpeen (näyte 7 sideaine PSe+F) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut näytteen halkaisupinnalla

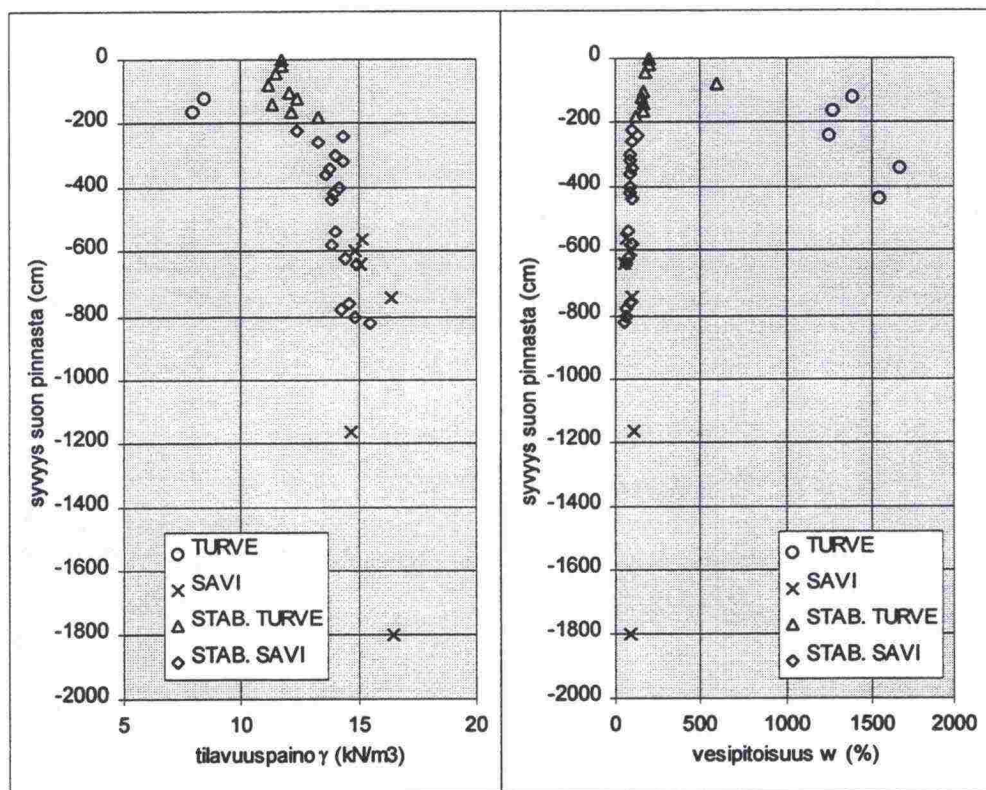


Kuva 15: Pilaristabiloidun turpeen (näyte 8 sideaine PSe+MaKu) vesipitoisuuden, sideainemäärän, pH:n sekä DCP-indeksin vaihtelut näytteen halkaisupinnalla

5 STABILOIDUN TURPEEN JA SAVEN FYSIKAALISET OMINAISUUDET

5.1 Indeksiominaisuudet

Sideaineen sekoittaminen maakerrokseen muuttaa sen tilavuuspainoa. Stabiloidun näytteen tilavuuspaino kuvaa mm. stabiloitimenetelmän tiivistysvaikutusta ja sen seurauksena myös lujuutta. Stabiloinnin vaikutuksesta tapahtuvia tilavuuspainon muutoksia on toistaiseksi selvitetty hyvin vähäisessä määrin. Veittostensuon turvekerroksen tilavuuspaino kasvoi keskimäärin 1.4-kertaiseksi luonnontilaiseen tilavuuspainoon verrattuna sideainekohtaisen erojen ollessa vähäisiä (kuva 16). Suunnittelusideainemäärä oli tällöin 250...300 kg/m³. Hajontaa aiheutti merkittävimmin sideaineen epähomogeeninen sekoittuminen, mikä ilmeni myös voimakkaina vaihteluina vesipitoisuuksissa. Savikerrosten stabiloinnissa tilavuuspainon muutokset olivat vähäisempiä turvekerrokseen verrattuna. Savikerroksen tilavuuspaino oli hie-
man pienempi mutta suuruusluokaltaan sama stabiloimattomaan saveen verrattuna.



Kuva 16: Veittostensuon luonnontilaisten ja stabiloitujen maakerrosten vesipitoisuuden ja tilavuuspainon vaihtelu syvyyden funktiona

5.2 Lämpötekniset ominaisuudet

Stabiloidun turpeen ja saveen lämmönjohtavuus määritettiin kohteessa yksisondimenetelmällä ylösnostetuista pilareista ja näytteistä. Stabiloidun turpeen lämmönjohtavuus oli selvästi pienempi kuin stabiloituissa savipilareissa vaihdellen 0.200...0.579 W/Km ja vastaavasti stabiloitujen savien 0.545...

0.822 W/Km (taulukko 6). Stabiloidussa turpeessa pienin lämmönjohtavuus saatiin Pse+MaKu-sideaineella stabiloiduissa näytteissä. Sideaineiden väliset erot eivät olleet kuitenkaan merkittäviä.

Taulukko 6: Veittostensuon stabiloidun maapohjan kosteuspitoisuus ja lämmönjohtavuus

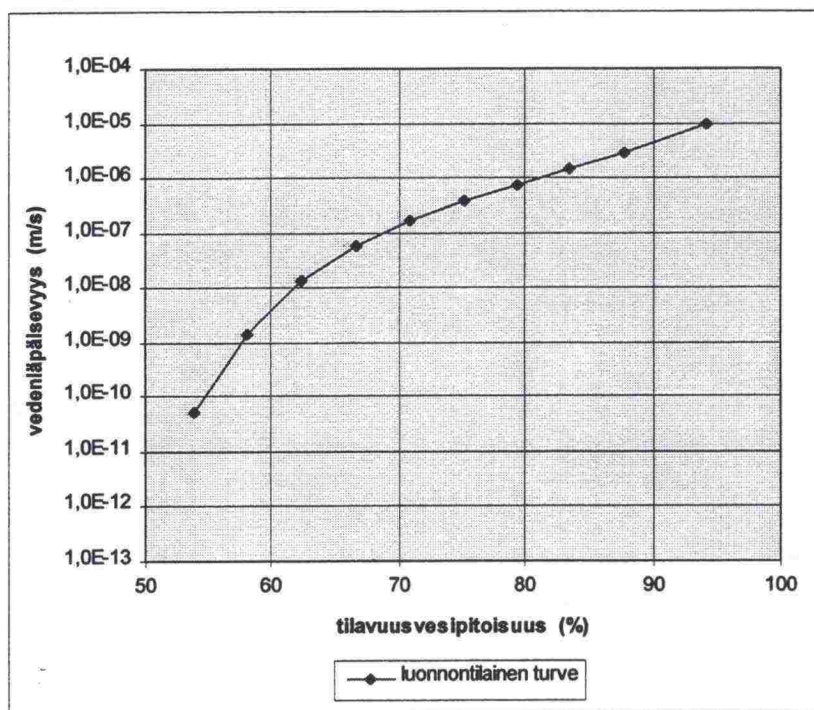
Kerros	Stabilointimenetelmä ja sideaine	Määrä ja seossuhde	Vesipitoisuus w_{vol} (%)	Lämmönjohtavuus W/Km
Turve	Massastabilointi F+PSe	250 kg/m ³ 1:1	250	0.579
			150	0.467
Turve	Pilaristabilointi F+PSe	114 kg/m 1:1	690	0.237
Turve	Massastabilointi PSe+MaKu	300 kg/m ³ 1:1	175	0.359
			110	0.371
Turve	Pilaristabilointi PSe+MaKu	114 kg/m 1:1	190	0.200
Turve	Ei sideainetta		600	0.387
Savi	Pilaristabilointi F+CaO	48 kg/m 1:1	90	0.822
			100	0.722
Savi	Pilaristabilointi PSe+CaO	48 kg/m 1:1	90	0.545

5.3 Hydrauliset ominaisuudet

Stabiloinnin oletetaan lisäävän vedenläpäisevyyttä luonnontilaisiin maalajeihin verrattuna. Syvästabiloinnissa painumisnopeutta laskettaessa pilarin oletetaan toimivan pystyोजना, jonka vedenläpäisevyys kasvaa 100...1000 -kertaiseksi alkuperäiseen maalajiin verrattuna. Sementtipohjaisten sideaineiden vaikutuksesta vedenläpäisevyyteen on olemassa hyvin niukasti tutkimustuloksia etenkin in situ -stabiloinnin osalta.

Stabiloidun turpeen ja saven sekä luonnontilaisen turpeen osittain kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyksiä arvioitiin materiaalien vedenpidätyskäyrien ja kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyksien perusteella Green & Coreyn yhtälön avulla käyttäen SEEPW-ohjelmistoon liittyvää KCAL-ohjelmaa (GEO-SLOPE 1987).

Luonnontilaisen turpeen osittain kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyksien laskennassa kyllästyneen tilan vedenläpäisevyydeksi arvioitiin turvelajin ja maatumisasteen perusteella $k = 10^{-5.0}$ m/s. Vedenpidätyskäyrä oli määritetty Veittostensuon turpeelle tasolla -30. Vedenläpäisevyys pieneni tilavuusvesipitoisuuden pienetessä siten, että noin 25 %:n tilavuusvesipitoisuus pienensi vedenläpäisevyyttä sadasosaan kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyteen verrattuna (kuva 17).



Kuva 17: Luonnontilaisen turpeen osittain kyllästyneen tilan vedenjohtavuus

Stabiloidun turpeen kyllästyneen tilan vedenläpäisevyyteen vaikutti sideaineen laatu siten, että Pse+MaKu-sideaineella se oli keskimäärin kymmenen kertaa suurempi Pse+F-sideaineeseen verrattuna (taulukko 7).

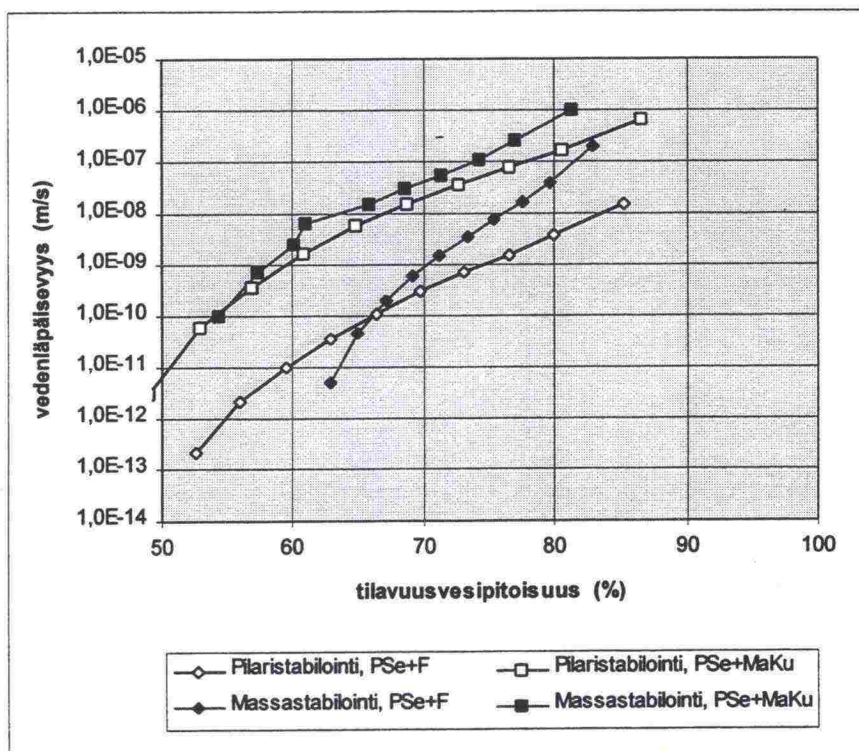
Taulukko 7: Veittostensuon stabiloidun turpeen sekä stabiloitujen pilarien vedenläpäisevyys

Kerros	Stabilointimenetelmä ja sideaine	Määrä ja seossuhde	Vedenläpäisevyys k m/s
Turve	Massastabilointi F+PSe	250 kg/m ³ 1:1	10 ^{-6.7}
Turve	Pilaristabilointi F+PSe	114 kg/m 1:1	10 ^{-7.8}
Turve	Massastabilointi PSe+MaKu	300 kg/m ³ 1:1	10 ^{-6.0}
Turve	Pilaristabilointi PSe+MaKu	114 kg/m 1:1	10 ^{-6.2}
Turve	Ei sideainetta		10 ^{-5.0}
Savi	Pilaristabilointi F+CaO	48 kg/m 1:1	10 ^{-8.5}
Savi	Pilaristabilointi PSe+CaO	48 kg/m 1:1	10 ^{-7.8}

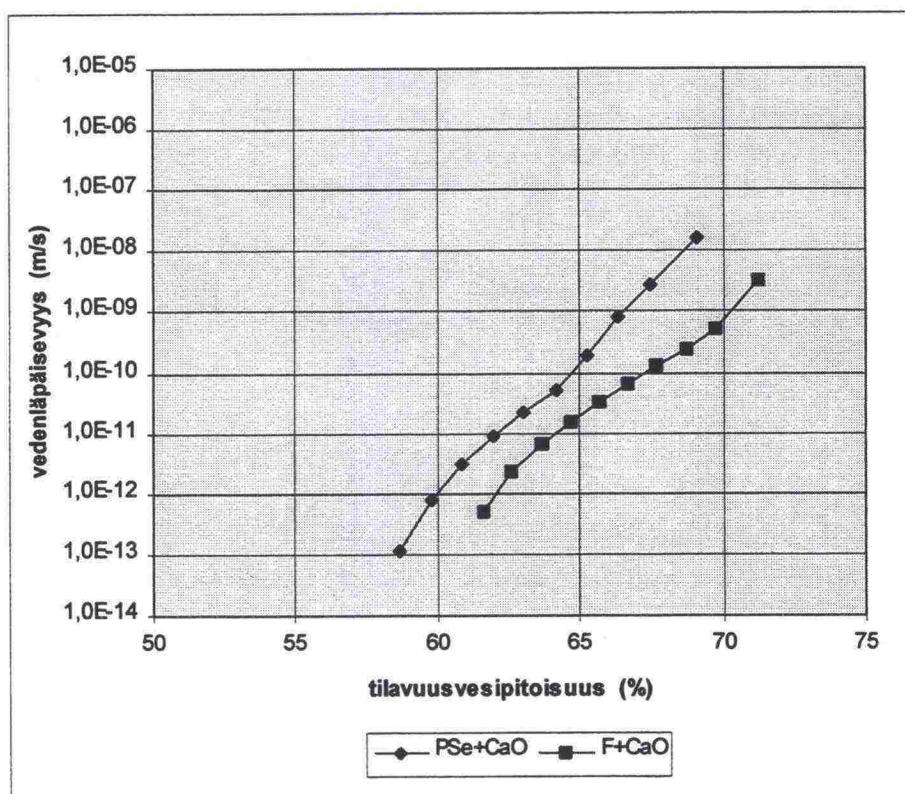
Osittain kyllästyneessä tilassa vedenjohtavuus pieneni voimakkaasti tilavuusvesipitoisuuden funktiona (kuva 18). Esimerkiksi Pse+F-sideaineella massastabiloidussa turpeessa 10 %:n tilavuusvesipitoisuuden pieneneminen vähensi vedenläpäisevyyttä sadasosaan kyllästyneeseen tilaan verrattuna. Vaikutus Pse+MaKu-sideaineella oli hieman vähäisempi. Pilaristabiloitujen turpeiden vedenläpäisevyydet eivät muuttuneet yhtä voimakkaasti tilavuusvesipitoisuuden pienetessä kuin massastabiloinnissa.

Stabiloidun saven vedenläpäisevyys muuttui voimakkaasti tilavuusvesipitoisuuden funktiona (kuva 19). Kyllästyneen tilan vedenläpäisevyys Pse+CaO-sideaineella stabiloidulla pilarilla oli $k = 10^{-7.8}$ m/s ja vastaavasti F+CaO

-stabiloidulla pilarilla $k = 10^{-8.5}$ m/s. Tilavuusvesipitoisuuden pienetessä 10 % pieneni vedenläpäisevyys noin 10.000. -osaan kyllästyneen tilan vedenläpäisevyydestä.



Kuva 18: Stabiloidun turpeen osittain kyllästyneen tilan vedenjohtavuus



Kuva 19: Stabiloidun saven osittain kyllästyneen tilan vedenjohtavuus

5.4 Yhdisteiden pysyvyys

Käytettäessä kipsipohjaisia lisäaineita kuten Finnstabia muodostuu lujuus osittain pitkien neulamaisten ettringiittikiden rakeita yhteensitovasta vaikutuksesta. Veittostensuon turpeen stabiloinnissa Finnstabin ja sementin seoksella stabiloitaessa on todettu muodostuvan ettringiittimineraaleja (Tielaitoksen selvityksiä 81/1993).

Sementin hydrataatiossa tiedetään neulamaisen ettringiitin kidemuodon muuttuvan levymäiseksi ns. monosulfaatiksi muutaman päivän kuluessa hydrataation alkamisesta. Stabiloinnissa tilanne on kuitenkin tämän muutosprosessin osalta toinen. Potentiaalinen hajoamisprosessi muodostuu silloin, kun stabiloidun materiaalin happamuus muuttuu siten, että se aiheuttaa muutoksia kiderakenteessa.

Ettringiitistä otetusta alkuaine-analyysissä (EDS) ettringiitin todettiin sisältävän myös piitä (kuva 20).

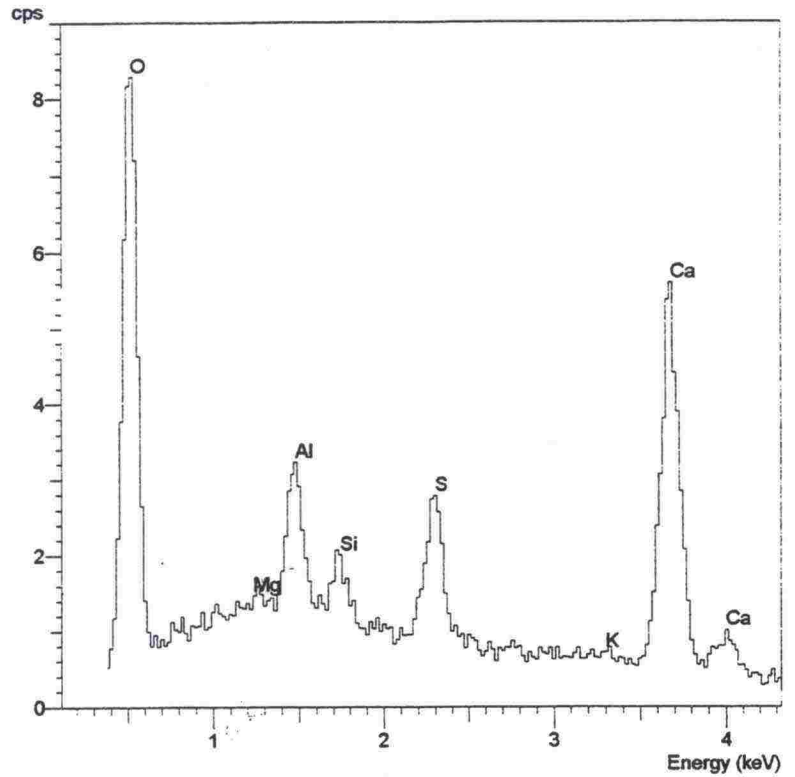
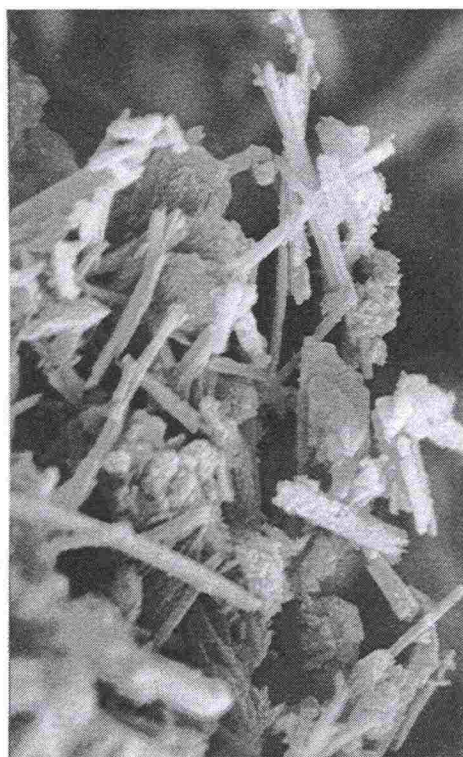
Ettringiittiyhdisteiden pysyvyyttä tutkittiin massastabiloidusta turvekerroksesta otetulla näytteellä (sideaineena F+PSe) ravistelutestien avulla, joiden uuttonesteenä käytettiin tislattua vettä. Koejärjestely suoritettiin siten, että ilma-kuivattu stabiloitu turve sekoitettiin painosuhteessa 1:4 tislattuun veteen. Liuoksen happamuus säädettiin rikkihapon avulla. Näytteitä ravisteltiin voimakkaasti noin kolmasosan säilytysajasta. Tämän jälkeen näytteet suodatettiin ja sakka analysoitiin röntgendiffraktiometrillä (XRD). Näytteiden pH-arvot vaihtelivat 10.5...6.9 säädetyn happamuuden mukaisesti. Ettringiitin mineraalina voitiin havaita pysyvän vielä olosuhteissa, jossa pH oli 9.1 (kuva 21). Mineraalin määrä oli tosin tällöin huomattavan pieni. Sen sijaan kun pH oli pienempi kuin 8.5 ettringiittimineraalia ei voitu havaita enää röntgendiffraktiokäyrästä.

In situ -olosuhteiden simuloimiseksi suoritettiin ENA-testin mukaisesti ravistelutesti, jossa liuottimena käytettiin suovettä, jonka pH oli 4.5. Ravistelutestissä voitiin todeta pH:n säilyvän korkeana pitkäkestoisissa koeolosuhteissa (taulukko 8).

Koetulosten perusteella näyttäisi siltä, että stabiloidussa suoymppäristössä ei tapahdu sellaisia muutoksia happamuudessa, että vaaraa ettringiitin hajoamiselle olisi olemassa rakenteen toiminta-aikana etenkin, kun stabiloidun materiaalin vedenläpäisevyys on hyvin pieni. Mikäli pH-olosuhteet muuttuisivat niin paljon, että mineraali hajoaisi, olisi tästä todennäköisesti seurauksia myös muille stabiloiduille yhdisteille.

Taulukko 8: Finnstabin ja pikasementin seoksella (1:1) stabiloidun turpeen pH pitkäaikaisissa ravistelutesteissä

pH				
Massastabiloitu turve sideaineena Finnstabi+pikasementti 1:1 250 kg/m ³	3 vrk	6 vrk	9 vrk	12 vrk
	11.4	11.4	11.3	11.3



Kuva 20: Mikroskooppikuva massastabiloidun turpeen rakenteesta sekä ettringiittikiteiden alkuainekoostumus. Sideaineena F+PSe 1:1 250 kg/m³



Kuva 21: Ettringiitin pysyvyys eri pH-olosuhteissa röntgendiffraktio-menetelmällä määritettynä

6 STABILOIDUN MAAPOHJAN LUJUUS- JA MUODONMUUTOSOMINAISUUDET

6.1 Stabiloitavien maakerrosten valintaperusteet

Stabiloinnilla saavutettava lujittumistaso riippuu stabiloitavan maan monista eri fysikaalis-kemiallisista ominaisuuksista. Lujittumista ennakoivia ominaisuuksia ovat mm. maalajin rakeisuus, vesipitoisuus, humuspitoisuus, plastisuus, rikkipitoisuus, katioinninvaihtokapasiteetti, sähkönjohtokyky ja pH. Näiden ominaisuuksien avulla voidaan alustavasti arvioida eri kerrosten stabiloitavuutta ja rajata sideainevaihtoehtoja.

Stabiloitavien turve- ja savikerrosten valinta perustui maasto- ja laboratorio-kokeiden tuloksiin. Turpeen paksuudet ja alustavat rakenneominaisuudet selvitettiin maaperäkairauksilla ja maatutkalla sekä kierrekairanäytteillä. Näiden tulosten perusteella arvioitiin alustavasti turve- ja savikerrosten ominaisuuksia ja valittiin edustavat näytteenottopisteet, joista otettiin näytteet stabiloitavuustutkimuksiin. Tämän jälkeen turve- ja savikerrokset jaettiin edellä mainittujen luokitusominaisuuksien perusteella stabiloitavuudeltaan erilaisiin kerroksiin. Stabiloitavuustutkimuksiin valittiin kerrokset, joiden arvioitiin edustavan parhaiten koko turve- ja savikerrosta. Stabiloitaviksi valitut kerrokset on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9: Stabiloitavat turve- ja savikerrokset

Maalaji	Kerros (m)
Turve	1-2
	3-4
Savi	5.5-6.5
	11-12
	17.5-18.5

Stabiloitavuustutkimuksiin valituista turvekerroksista ylempi (syvyys 1...2 m) edusti raakaturvetta ja alempi (syvyys 3...4 m) keskinkertaisesti maatunutta turvetta.

Savikerroksista syvyydet 5.5...6.5 m sisältävät saviainesta 50 % ja niiden humuspitoisuus oli suhteellisen korkea. Kerroksissa 11...12 m rikki-, humus- ja vesipitoisuudet olivat tutkituista kerroksista korkeimmat. Saviaineksen määrä oli suurin kerroksissa 17.5...18.5 m.

Stabiloidun saven ja turpeen lujuusominaisuuksien selvittämiseksi tehtiin koepilarointikentällä pilarikairauksia ja pilarisiipikairauksia. Stabiloitokairaukset tehtiin 30 vrk:n ja yhden vuoden ikäisille pilareille.

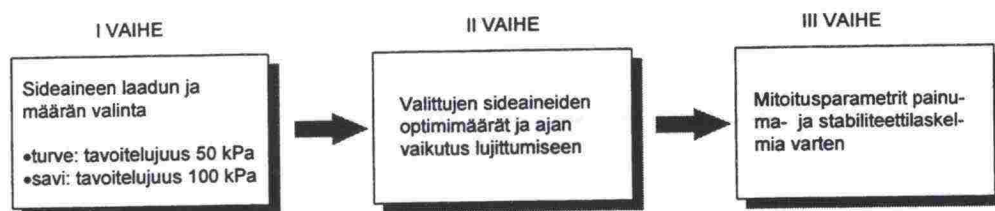
6.2 Tutkimuksen vaiheistus

Stabiloitavuuskokeet toteutettiin kolmessa vaiheessa (kuva 22).

Ensimmäisessä vaiheessa selvitettiin turve- ja savikerrosten potentiaalista lujittumista useilla eri sideaineilla, teollisuuden sivutuotteilla sekä jäteaineilla ja niiden seoksilla (Tielaitoksen selvityksiä 81/1993). Toisessa vaiheessa

selvitettiin ensimmäisen vaiheen tulosten perusteella valittujen sideaineiden optimimäärä ja ajan vaikutus lujittumiseen.

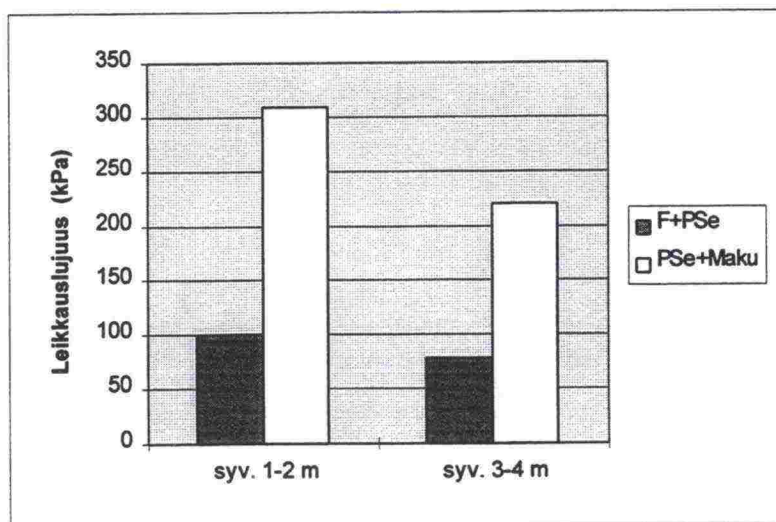
Kolmannessa vaiheessa määritettiin toisen vaiheen parhailla sideaineilla ja optimimäärillä stabiloitujen näytteiden lujuus- ja kokoonpuristuvuusominaisuuksia.



Kuva 22: Stabiloitavuustutkimuksen vaiheistus

6.3 Stabiloidun turpeen lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Parhaimmaksi sideaineyhdistelmäksi turvekerroksissa osoittautuivat I- ja II-vaiheen perusteella pikasementti+masuunikuona 1:1-seos ja Finnstabi+pikasementti 1:1-seos. Optimaaliset sideainemäärät turpeessa olivat pikasementti+masuunikuona-seosta käytettäessä 300 kg/m^3 ja Finnstabi+pikasementti-seosta käytettäessä 250 kg/m^3 . Pikasementti+masuunikuona-seoksella saatiin maksimileikkauslujuudeksi 80 vrk:n iässä ylemmässä turvekerroksessa (syv. 1...2 m) $\tau = 310 \text{ kPa}$ ja alemmassa kerroksessa (syv. 3...4 m) $\tau = 220 \text{ kPa}$. Finnstabi+pikasementti-seoksella leikkauslujuudet jäivät noin kolmannekseen näistä (kuva 23).



Kuva 23: Stabiloitujen turvenäytteiden leikkauslujuudet

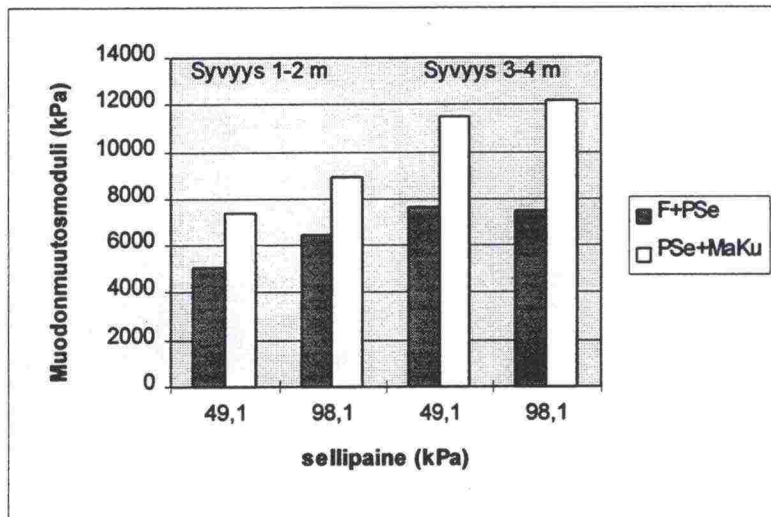
Kolmiakσιαalikokeella määritettiin tehokkaat lujuusparametrit stabiloidulle turpeelle 2.5 kuukautta lujittumisen jälkeen. Pikasementti+masuunikuona-seoksella stabiloitaessa kitkakulma vaihteli $21.8...34.8^\circ$ ja koheesio $53.9...100.3 \text{ kPa}$ ja vastaavasti Finnstabi+pikasementti-seoksella kitkakulma

22.3... 23.3° ja koheesio 59.9...73.8 kPa määritettynä 15 %:n muodonmuutosta vastaavalta jännitystasolta. Ylemmässä kerroksessa kitkakulman arvot olivat hieman suurempia alempaan kerrokseen verrattuna. Alemmassa kerroksessa koheesio oli puolestaan hieman suurempi kuin ylemmässä kerroksessa (taulukko 10).

Taulukko 10: Stabiloidun turpeen lujuusparametrit ($\epsilon = 15\%$)

Syvyys (m)	Sideaine	c' (kPa)	ϕ' (ast.)
1 - 2	F+PSe 1:1 250 kg/m ³	59,9	23,3
1 - 2	PSe+Maku 1:1 300 kg/m ³	53,9	34,8
3 - 4	F+PSe 1:1 250 kg/m ³	73,8	22,3
3 - 4	PSe+Maku 1:1 300 kg/m ³	100,8	21,8

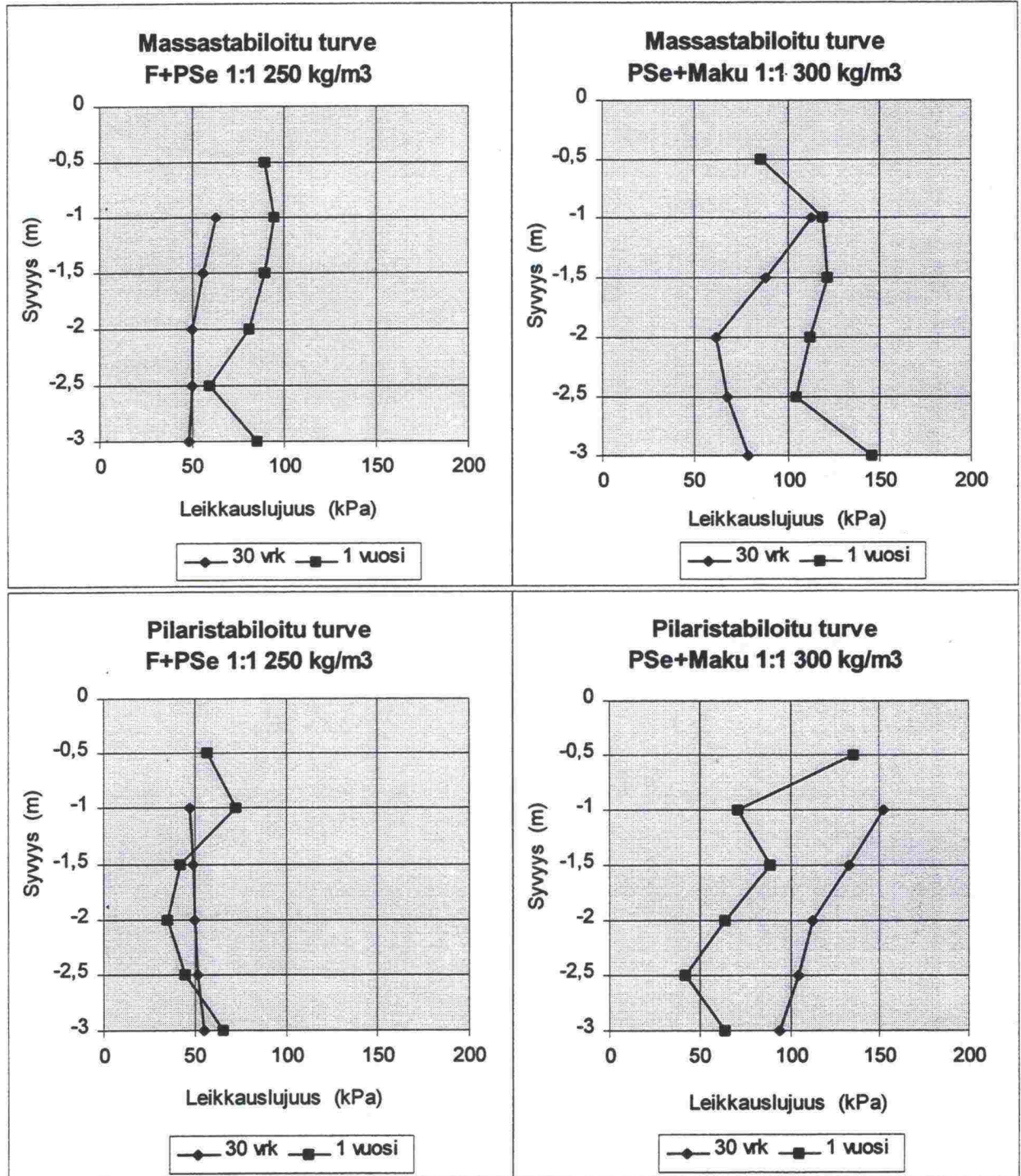
Avoimen tilan muodonmuutosmoduulit määritettiin jännitys-muodonmuutoskäyrän alkuosalta. Valittua muodonmuutosta vastaava jännitystaso edustaa koerakenteessa toteutuvia jännityksiä. Suurimmat moduuliarvot saatiin molemmissa kerroksissa pikasementti+masuunikuona-seoksella ja ne olivat noin 1.5 kertaisia Finnstabi+pikasementti-seokseen verrattuna (kuva 24).



Kuva 24: Stabiloidun turpeen avoimen tilan muodonmuutosmoduulit

Koestabilointikentällä suoritettujen turpeen pilari- ja pilarisiipikairausten perusteella lasketut keskimääräiset leikkauslujuudet 30 vrk:n ja yhden vuoden iässä on esitetty kuvassa 25. Kairaustulosten perusteella massastabiloitu turve lujittui varsin tasaisesti. Keskimääräinen leikkauslujuus vaihteli yhden vuoden iässä 60...100 kPa molemmilla sideaineyhdistelmillä, mikä täyttää koerakenteen tavoitteeksi asetetun lujuusvaatimuksen 50 kPa. Pilaristabiloidun turpeen osalla lujittuminen oli kairaustulosten perusteella epätasaisempaa ja keskimääräinen leikkauslujuus vaihteli 30...120 kPa. Verrattuna 30

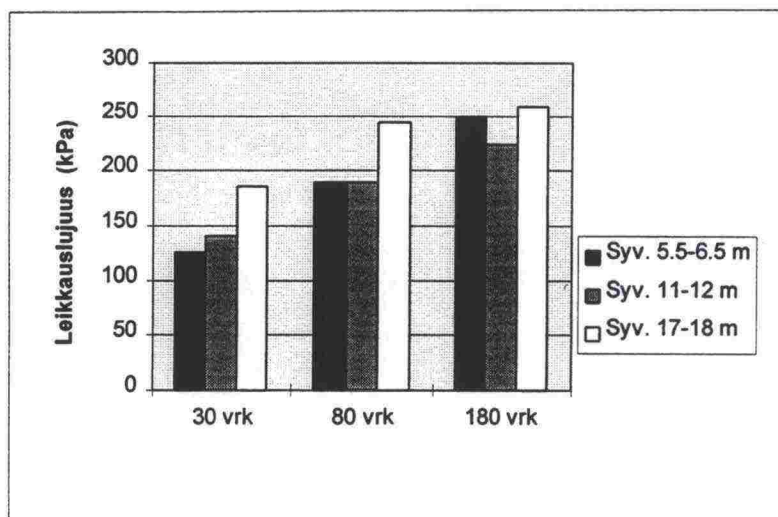
vrk:n kairaustuloksiin saadut leikkauslujuudet olivat jonkin verran parempia eli stabiloitu turve lujittui edelleen.



Kuva 25: Veittostensuon stabiloitun turpeen leikkauslujuus 30 vrk:n ja 1 v:n lujittumisen jälkeen pilarikairalla ja pilarisiipikairalla määritettynä

6.4 Stabiloidun saven lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet

Saven osalta laboratoriotutkimusten I- ja II-vaiheessa parhaimmaksi sideaineyhdistelmäksi ja -määräksi osoittautui Finnstabi+CaO 1:1 125 kg/m³ seos. Ylimmässä kerroksessa (syv. 5.5...6.5 m) leikkauslujuus ($\tau = 250$ kPa) oli 180 vrk:n ikäisillä näytteillä yli kaksinkertainen 30 vrk:n lujuuteen ($\tau = 125$ kPa) verrattuna. Muissa kerroksissa leikkauslujuuden kasvu oli noin 1.5-kertainen vastaavina ajankohtina (kuva 26).

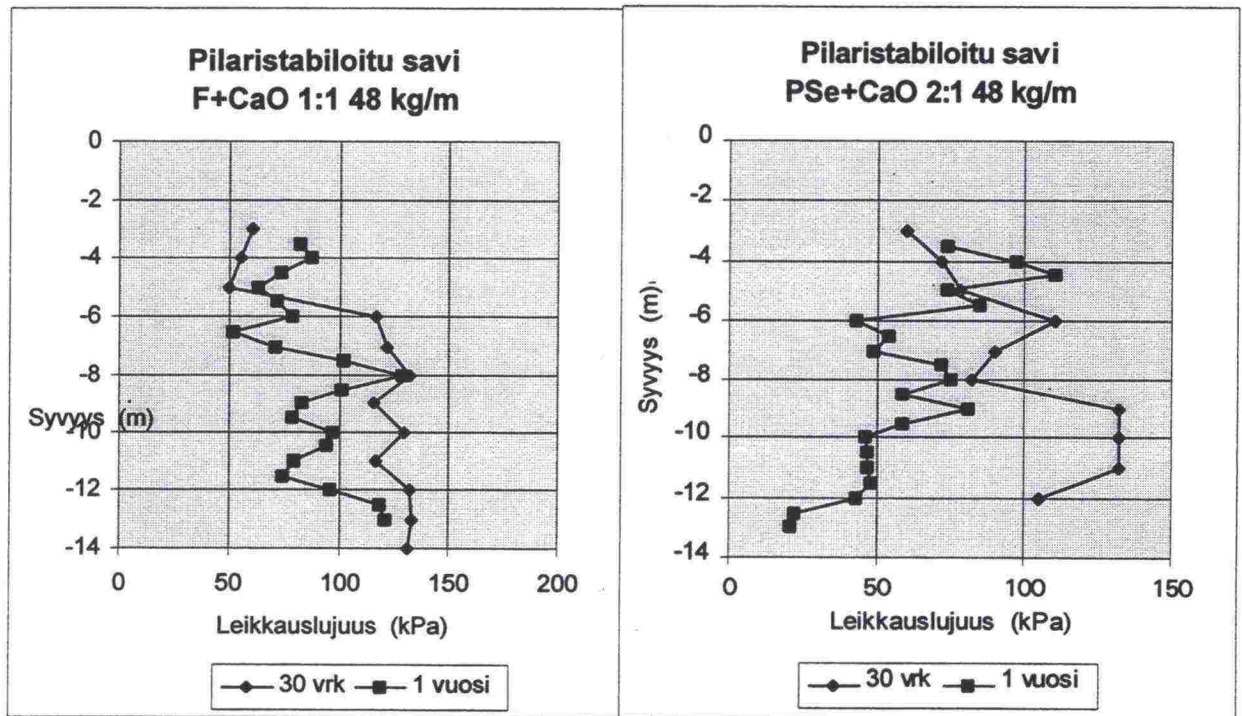


Kuva 26: Savikerrosten leikkauslujuuden kasvu ajan funktiona Finnstabi+CaO-seoksella

Kolmiaksiaalikoikkeella (CIDC-koe) määritettiin stabiloidun saven tehokkaat lujuusparametrit. Tutkittavaksi savikerrokseksi valittiin syvyys 11...12 m. Kolmiaksiaalikoesarjat tehtiin 80 vrk:n lujittumisen jälkeen neljällä eri sellipaineella 24.5, 49.1, 73.6 ja 196 kPa.

Stabiloitu savi käyttäytyi hauraan materiaalin tavoin ja murtuminen tapahtui pienellä (2 %) muodonmuutoksella. Tehokkaiksi lujuusparametreiksi saatiin $c' = 87.7$ kPa ja $\phi' = 40.0^\circ$. Avoimen tilan muodonmuutosmoduuleiksi E saatiin sellipaineella 49.1 kPa $E = 56.0$ MPa ja sellipaineella 73.6 kPa $E = 76.6$ MPa.

Pilari- ja pilarisiipikairausten perusteella saveen tehtyjen pilarien keskimääräinen leikkauslujuus yhden vuoden ikäisenä vaihteli 80...120 kPa (kuva 27). Kairausdiagrammeista voitiin havaita, että pilareissa esiintyi paikoitellen heikommin lujittuneita vyöhykkeitä, joissa keskimääräinen leikkauslujuus oli jäänyt tasolle 50 kPa. Välittömästi turpeen alapuolella (syvyys noin 3...5 m) oli heikommin lujittunut kerros.



Kuva 27: Veittostensuon stabiloidun saven leikkauslujuus 30 vrk:n ja 1 v:n lujittumisen jälkeen pilarikairalla ja pilarisiipikairalla määritettynä

7 KOERAKENTEEN PAINUMINEN JA SEN MALLINTAMINEN

7.1 Koepenkereen painuminen

Stabiloitua maapohjaa kuormitettiin pengerkuormalla kolmessa vaiheessa.

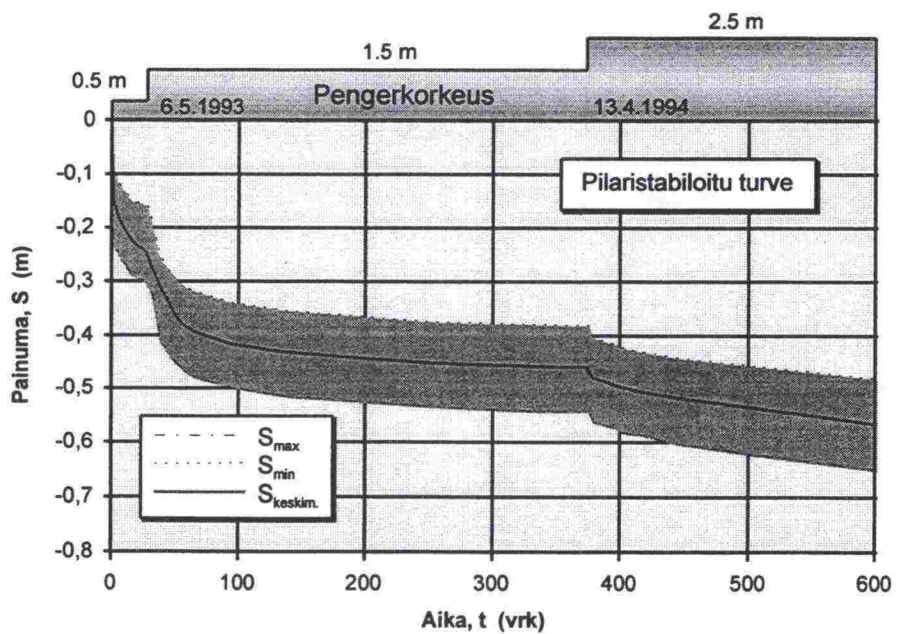
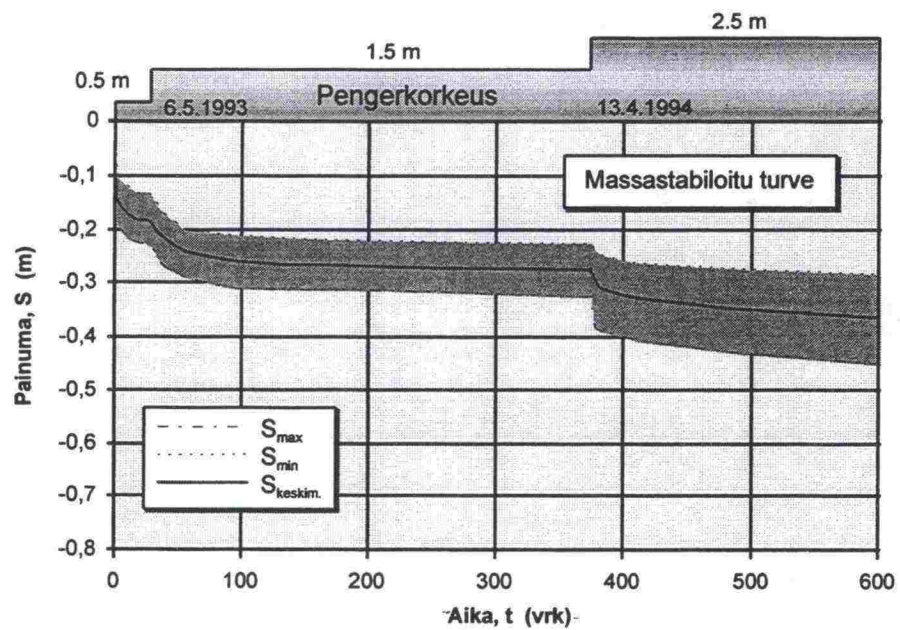
I-vaiheen kuormituksen tarkoituksena oli kuormittaa stabiloitua maapohjaa, jotta se tiivistyisi ennen varsinaista lujittumista. Penger rakennettiin välittömästi stabiloinnin jälkeen hiekasta. Pengerkuormitus oli I-vaiheessa noin $9,5 \text{ kN/m}^2$. II-kuormitusvaiheessa kuukausi stabiloinnin jälkeen pengerkuormaa korotettiin metri. Lisäkuormitus II-kuormitusvaiheessa oli $18,9 \text{ kN/m}^2$. Penger rakennettiin kerroksittain tiivistäen. III-kuormitusvaiheessa pengertä korotettiin metrillä vuosi stabilointityön jälkeen. Kokonaiskuormitus III-kuormitusvaiheessa oli täten 47 kN/m^2 .

Stabiloidun maapohjan kokoonpuristuminen tapahtui nopeasti pengerkuorman lisäyksen jälkeen (kuva 28). I-kuormitusvaiheen lopussa penkereen painumat vaihtelivat massastabiloidussa osassa $140\ldots 230 \text{ mm}$. Lähes puolet painumasta tapahtui heti kuorman lisäyksen jälkeen, mikä johtui pääosin lujittumisvaiheen alussa olevan maapohjan tiivistymisestä. Pilaristabiloidun alueen painumat olivat hieman suurempia vaihdellen $160\ldots 310 \text{ mm}$. Sideainekohtaisia merkittäviä eroja ei ollut havaittavissa.

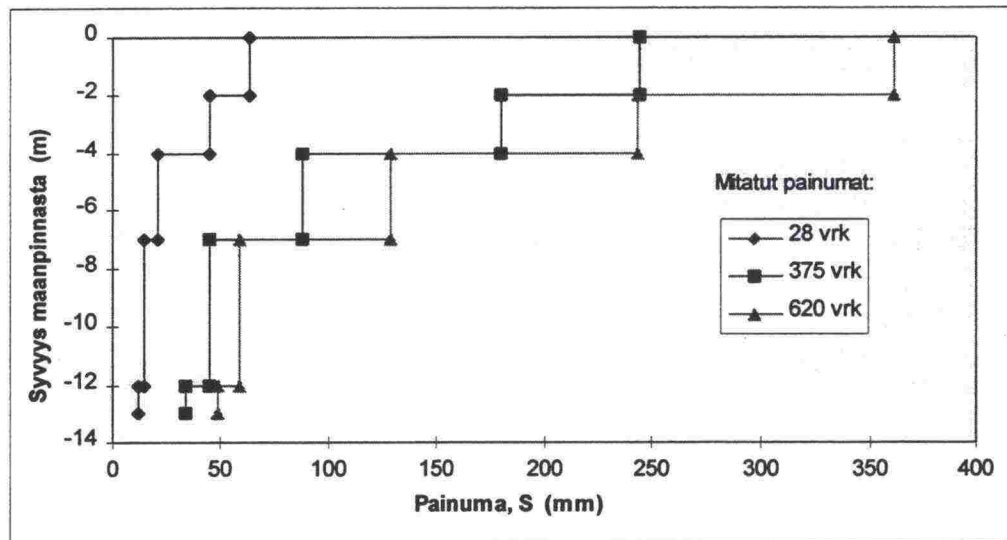
II-kuormitusvaiheessa painuminen tapahtui myös nopeasti kuormituksen lisäyksen jälkeen. Massastabiloidussa rakenteessa kokonaispainuma oli yhden vuoden kuluttua $230\ldots 330 \text{ mm}$, joten yhden metrin pengerkuormituksen johdosta lisäpainuma oli $20\ldots 70 \text{ mm}$. Painumisnopeus kuormitusvaiheen lopussa oli keskimäärin $0,04 \text{ mm/vrk}$. Pilaristabiloidussa alueessa kokonaispainuma vaihteli voimakkaammin ollen $370\ldots 540 \text{ mm}$. Myös painumanopeus oli hieman suurempi.

Myös III-kuormitusvaiheessa penger painui nopeasti kuormituksen lisäyksen jälkeen. Kokonaispainuma vaihteli noin 8 kk kuormituksen lisäyksen jälkeen massastabiloidussa rakenteessa $280\ldots 450 \text{ mm}$ ja vastaavasti pilaristabiloidussa rakenteessa $480\ldots 640 \text{ mm}$. Painumisnopeus seurantajakson lopussa vaihteli $0,1\ldots 0,25 \text{ mm/vrk}$.

Syvyys-suuntaisen painumajakauan perusteella kokonaispainuma muodostui suurimmaksi osaksi turvekerroksen painumasta. Sen osuus kokonaispainumasta oli noin 65 % (kuva 29).



Kuva 28: Veittostensuon koepenkereen painuminen

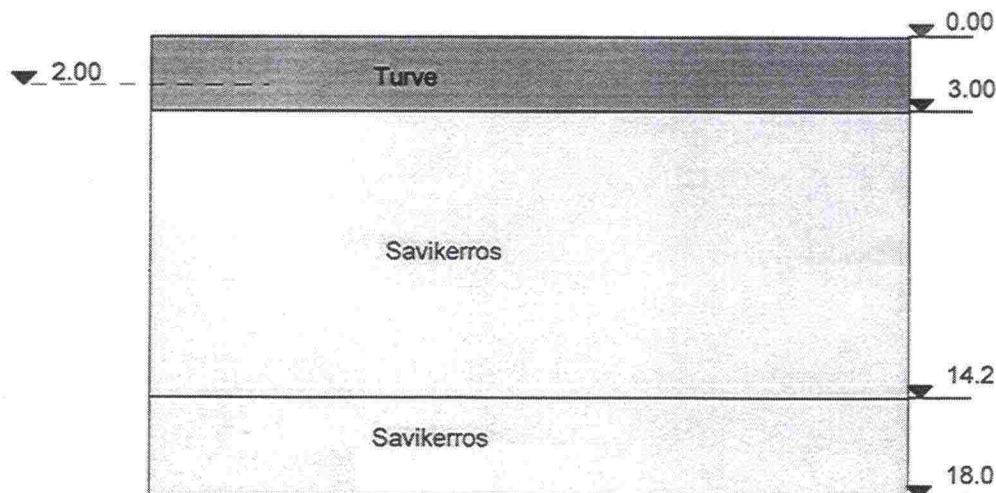


Kuva 29: Veittostensuon koepenkereen painuman syvyyssuuntainen jakautuminen

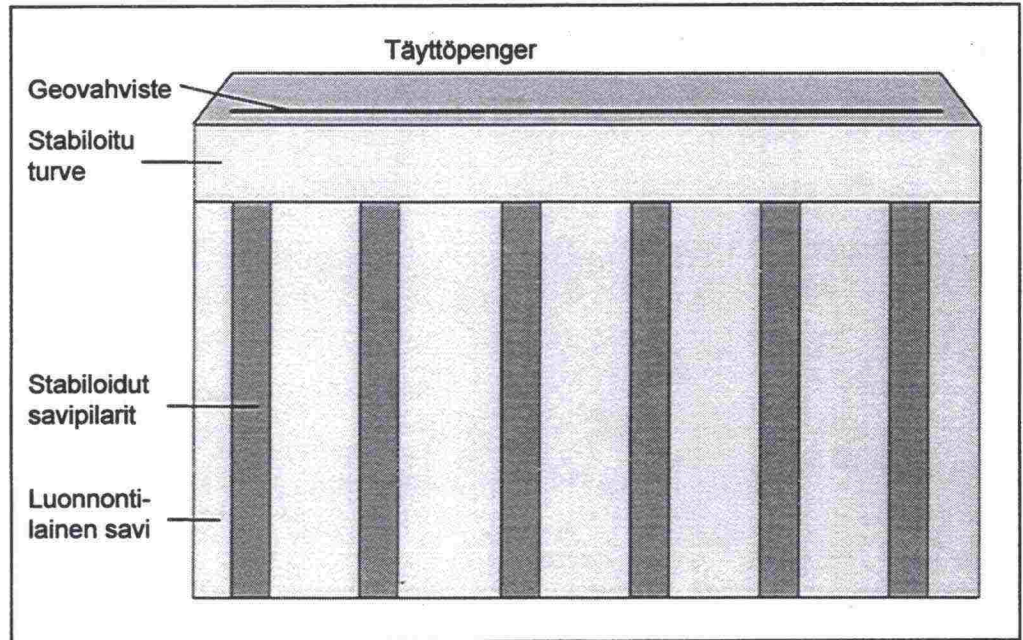
7.2 Painuman laskeminen elementtimenetelmän avulla

7.2.1 Rakenteen geometria ja elementtiverkon luominen

Koerakenteen painuman laskentaan käytettiin Plaxis-elementtiohjelmistoa (Plaxis 1993). Rakenteen geometria muodostettiin koepenkereen kohdalla pohjasuhteiden mukaan (kuva 30 ja 31). Pohjaveden oletettiin laskelmissa olevan 2 m maanpinnan alapuolella.

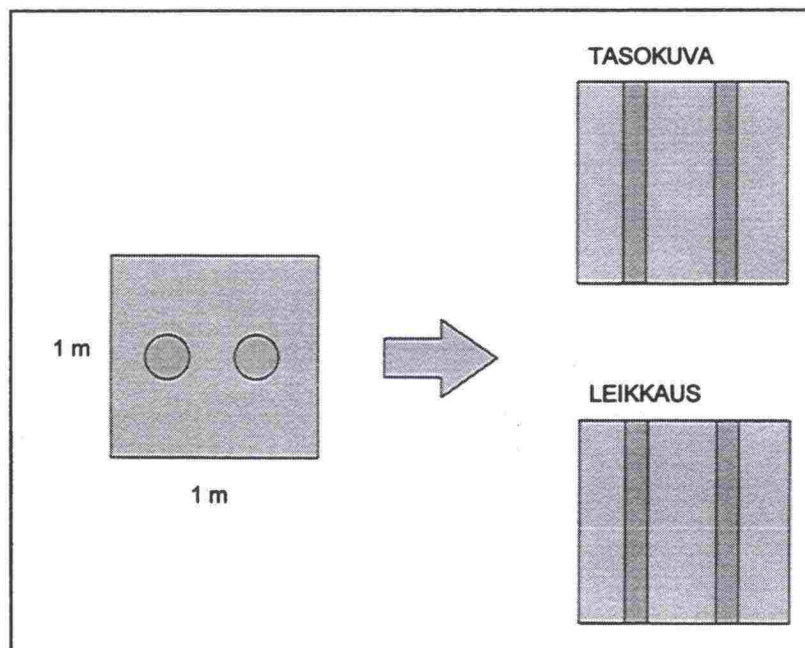


Kuva 30: Veittostensuon koerakenteen numeerisessa mallintamisessa käytetyt kokoonpuristuvien maakerrosten mitat.



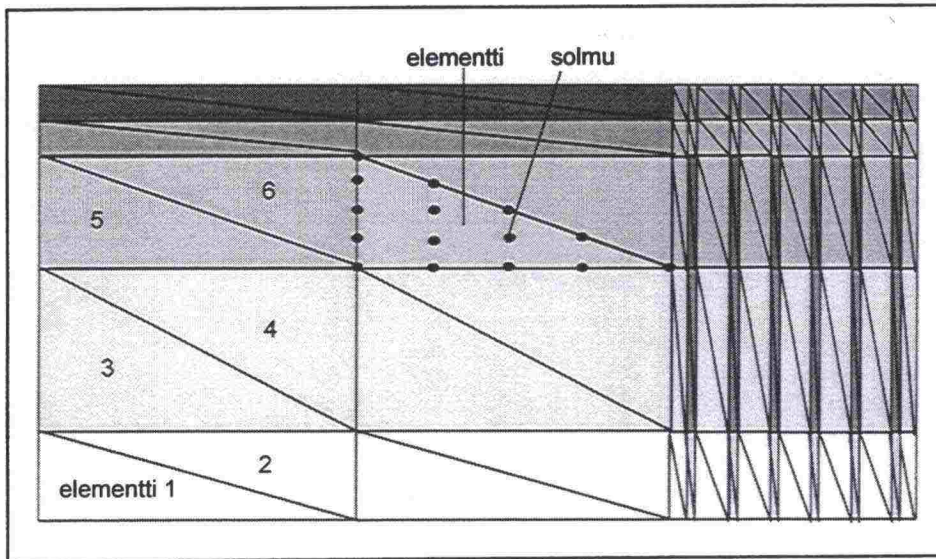
Kuva 31: Mallinnettavan koerakenteen periaateleikkaus

Laskennassa pilaristabiloitua maapohjaa käsiteltiin kaksiulotteisena poikkileikkauksena. Pilarit kuvattiin seininä, joiden leveys vastasi pilarien poikkileikkauksien alojen suhteellista osuutta (kuva 32).



Kuva 32: Pilareiden esittäminen kaksiulotteisessa elementtimallissa. $\text{Pilarielementin suhteellinen leveys} = \text{pilaripoikkileikkausala} / 1 \text{ m}^2$.

Rakenteesta muodostettiin kuvan 33 mukainen elementtimalli, jossa jokaista ominaisuuksiltaan erilaista materiaalia kuvattiin omalla elementtityypillään. Turvekerros muodostui kahdesta ja savikerros kolmesta elementtitasosta. Poikkileikkauksen suhteen symmetrinen elementtirakenne ulottui 20 m penkereen ulkopuolelle.



Kuva 33: Maapohjan elementtimalli

Elementtityyppinä käytettiin 15-solmuista kolmioelementtiä (kuva 33). Mallin muodostamiseen oli ohjelmassa käytettävissä 200 elementtiä, minkä vuoksi kukin pilarimateriaali jouduttiin kuvaamaan yhdellä elementillä. Elementtien mittasuhteet eivät olleet tästä syystä parhaat mahdolliset.

Stabiloidun turpeen ja penkereen väliin sijoitettiin geovahvistetta kuvaavat viivaelementit. Pengerkuormitusta kuvattiin horisontaali- ja vertikaalikomponenteista koostuvana viivakuormana. Stabiloidun turvekerroksen ylä- ja alapinnoille sijoitettiin rajapintaelementit, joilla kuvattiin materiaaliarvojen voimakasta muuttumista.

7.2.2 Parametrit

Laskelmien lähtökohtana oli taulukon 11 mukaiset luonnontilaisen materiaalien lähtöparametrit. Niiden avulla laskettiin geostaattiset jännitykset ennen pengerkuormitusta. Stabiloidun turve- ja savikerrosten mitoitusparametrit valittiin laboratorio ja maastotutkimusten perusteella (taulukko 12). Stabiloiduille materiaaleille oli käytettävissä ennen laskentaa ja koerakentamista laboratorioissa suoritettujen stabiloituvuuskokeiden mukaiset materiaaliarvot. Lisäksi oli tehty in situ -mittaukset jo lujittuneesta rakenteesta. Näitä materiaaliarvoja yhteensovittamalla saatiin laskennassa käytetyt parametrit.

Taulukko 11: Luonnontilaisten maakerrosten materiaaaliparametrit

Parametri	Turve, RTv 0-1.5 m	Turve, KTV 1.5-3.0 m	Savi 3.0-7.5 m	Savi 7.5-14.2 m	Savi 14.2-18.0 m
Tilavuuspaino, γ kN/m ³	10.4	15	15.8	16.4	17.1
Vedenläpäisevyys, k_x m/vrk	9.45E-04	5.25E-04	2.16E-05	1.40E-04	6.80E-04
Vedenläpäisevyys, k_y m/vrk	1.89E-04	1.05E-04	2.16E-05	1.40E-04	6.80E-04
Liukumoduli, G' MPa	170	90	160	700	561
Poisson'in luku, ν'	0.395	0.403	0.3577	0.3577	0.3577
Koheesio, c kN/m ²	1	5.9	2	2	3
Kitkakulma, ϕ' ast.	20.3	18.9	26.3	26.3	27.6

Taulukko 12: Stabiloitujen maakerrosten materiaaaliparametrit
(laskennan lähtöparametrit)

Materiaali / Syvyys	γ_{sat} kN/m ³	k_x	k_y	G' MPa	ν'	c' kPa	ϕ' ast.
Stab.turve 0-1.5 m							
- lähtötilanne	10.4	1.00E-02	1.00E-02	320	0.20	25.7	12.2
- 34 vrk	10.4	1.50E-02	1.50E-02	371.4	0.19	40.9	28.1
- 93 vrk	10.4	3.00E-02	3.00E-02	1 305	0.17	46.2	28.5
Stab.turve 1.5-3.0 m							
- lähtötilanne	15.0	1.00E-02	1.00E-02	580	0.22	45.2	13.2
- 34 vrk	15.0	1.50E-02	1.50E-02	656	0.205	73.6	29.1
- 93 vrk	15.0	3.00E-02	3.00E-02	2 577	0.171	83.5	29.5
Stab.savi 3.0-7.5 m							
- lähtötilanne	15.8	5.00E-04	5.00E-04	3 800	0.10	4.0	19.6
- 34 vrk	15.8	7.00E-04	7.00E-04	8 000	0.22	8.0	49.0
- 93 vrk	15.8	1.40E-03	1.40E-03	15 900	0.35	10.0	49.0
Stab.savi 7.5-14.2 m							
- lähtötilanne	16.4	5.00E-04	5.00E-04	7 400	0.10	10.8	19.6
- 34 vrk	16.4	7.00E-04	7.00E-04	15 300	0.22	20.0	49.0
- 93 vrk	16.4	1.40E-03	1.40E-03	30 420	0.35	25.0	49.0
Stab.savi 14.2-18.0 m							
- lähtötilanne	17.1	5.00E-04	5.00E-04	10 500	0.168	38.0	16.0
- 34 vrk	17.1	7.00E-04	7.00E-04	13 260	0.25	38.0	40.0
- 93 vrk	17.1	1.40E-03	1.40E-03	26 424	0.35	87.7	40.0

Tämän jälkeen laskettiin painuma ensimmäisen kuormitusvaiheen aikana (34 vrk). Lasketut ja mitatut painumat poikkesivat kerroksittain seuraavasti (taulukko 13).

Taulukko 13: Laskettujen ja mitattujen painumien poikkeamat

Maakerroksen etäisyys maanpinnasta	Maakerros	Kerroksen todellisen painuman ero laskettuun verrattuna
0 - 2 m	Stabiloitu turve	+ 1.9 cm
2 - 4 m	Stabiloitu turve	+ 2.6 cm
4 - 7 m	Stabiloitu savi	+ 0.6 cm
7 - 12 m	Stabiloitu savi	- 3.2 cm
12 - 18 m	Stabiloitu savi	+ 1.0 cm

Seuraavaksi muutettiin parametreja siten, että 34 vrk:n lasketut painumat vastaavat havaittuja painumia. Parametrien redusointi suoritettiin seuraavilla perusteilla:

- redusointiin liukumoduuleja siten, että lasketut painumat vastasivat kerroksittain mitattuja painumia
- pienennettiin vedenläpäisevyyksiä, jotta huokospaineen purkautuminen jatkuisi pitempään.

Tällä tavoin muutetut parametrit on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14: Stabiloitujen maakerrosten kalibroidut laskelmissa käytetyt mitoitusparametrit

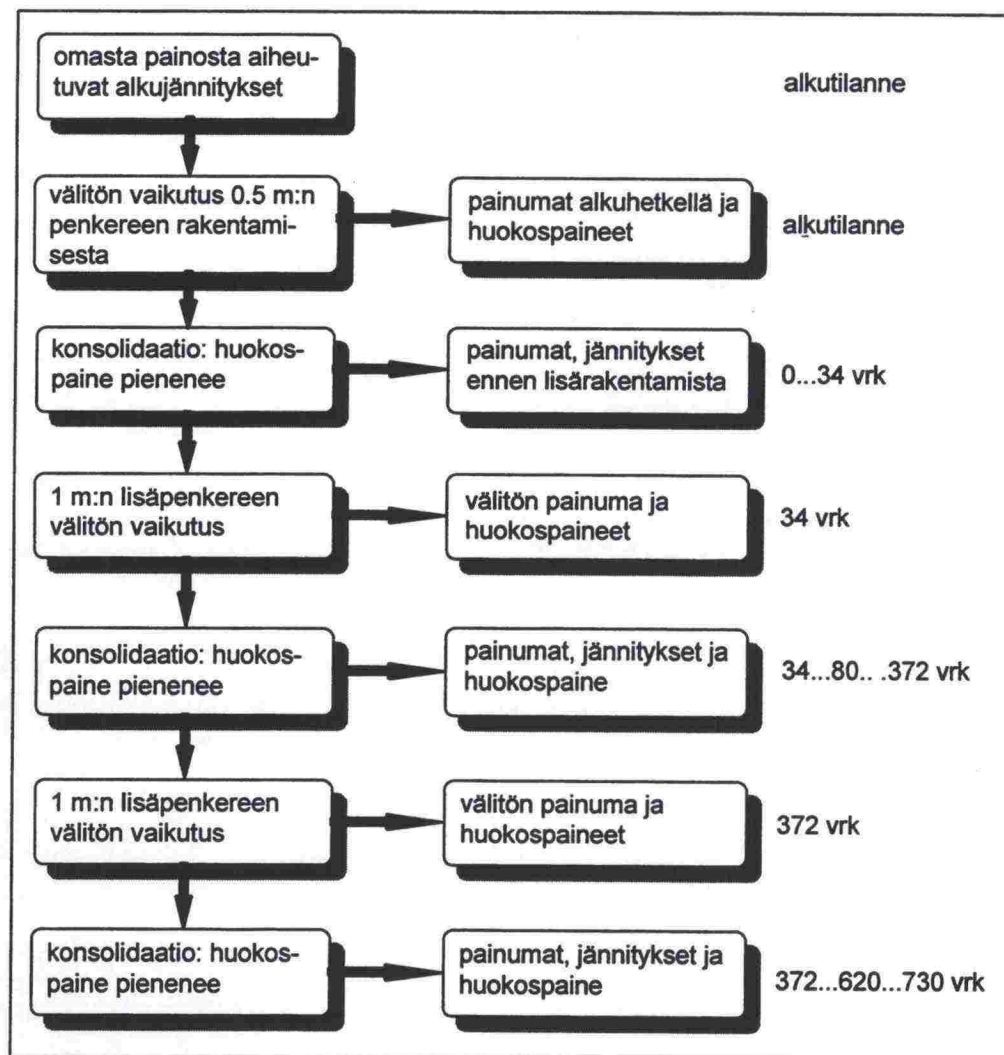
Materiaali / Syvyys	γ_{sat} kN/m ³	k_x	k_y	G' MPa	ν'	c' kPa	ϕ' ast.
Stabiloitu turve 0 - 1.5 m							
- lähtötilanne	10.4	1.90E-04	1.90E-04	320	0.20	25.7	12.2
- 34 vrk	10.4	3.80E-04	-3.80E-04	360	0.19	40.9	28.1
- 93 vrk	10.4	5.70E-04	5.70E-04	600	0.17	46.2	28.5
Stabiloitu turve 1.5 - 3.0 m							
- lähtötilanne	15.0	1.10E-04	1.10E-04	200	0.22	45.2	13.2
- 34 vrk	15.0	2.20E-04	2.20E-04	290	0.205	73.6	29.1
- 93 vrk	15.0	3.30E-04	3.30E-04	500	0.17	83.5	29.5
Stabiloitu savi 3.0 - 7.5 m							
- lähtötilanne	15.8	5.00E-04	5.00E-04	3 800	0.10	4.0	19.6
- 34 vrk	15.8	7.00E-04	7.00E-04	8 000	0.22	8.0	49.0
- 93 vrk	15.8	1.40E-03	1.40E-03	15 900	0.35	10.0	49.0
Stabiloitu savi 7.5 - 14.2 m							
- lähtötilanne	16.4	5.00E-04	5.00E-04	10 000	0.10	10.8	19.6
- 34 vrk	16.4	7.00E-04	7.00E-04	18 000	0.22	20.0	49.0
- 93 vrk	16.4	1.40E-03	1.40E-03	30 000	0.35	25.0	49.0
Stabiloitu savi 14.2 - 18.0 m							
- lähtötilanne	17.1	6.80E-06	6.80E-06	6 000	0.168	38.0	16.0
- 34 vrk	17.1	6.80E-06	6.80E-06	8 000	0.25	38.0	40.0
- 93 vrk	17.1	6.80E-06	6.80E-06	15 000	0.35	87.7	40.0

Näiden redusoitujen parametrien avulla laskettaessa saadut arvot poikkesivat kuitenkin vielä havaituista painumista. Erityisesti ylempien kerrosten painumat olivat todellisuudessa huomattavasti suurempia. Tästä tehtiin johtopäätös, että erot painumien suuruudessa johtuivat stabiloidun rakenteen sisältämän ilman poistumisesta, jota laskelmilla ei voida ottaa huomioon. 34 vuorokauden painuma-arvoihin lisättiin ilmanpoistumisen aiheuttama osuus lisäpainumana seuraavasti:

- stabiloitu turvekerros 0...1.5 m + 3.33 cm lisäpainumaa
- stabiloitu turvekerros 1.5... 3.0 m + 2.00 cm lisäpainumaa.

Laskentavaiheen 0...34 vrk:n aikana esitettyä parametrien redusointitapaa sovellettiin myös toisessa kuormitusvaiheessa 94 vrk:n havaintoihin saakka (taulukko 14). Jatkossa käytettiin 94 vrk:n redusoituja materiaaliparametreja.

Laskentavaiheet on esitetty kaaviona kuvassa 34.

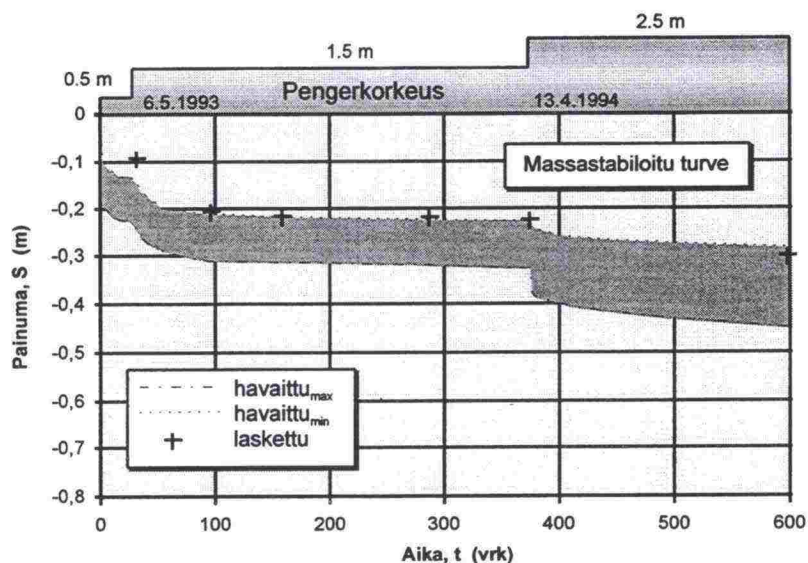


Kuva 34: Veittotensuon koerakenteen elementtimenetelmän laskentavaiheet

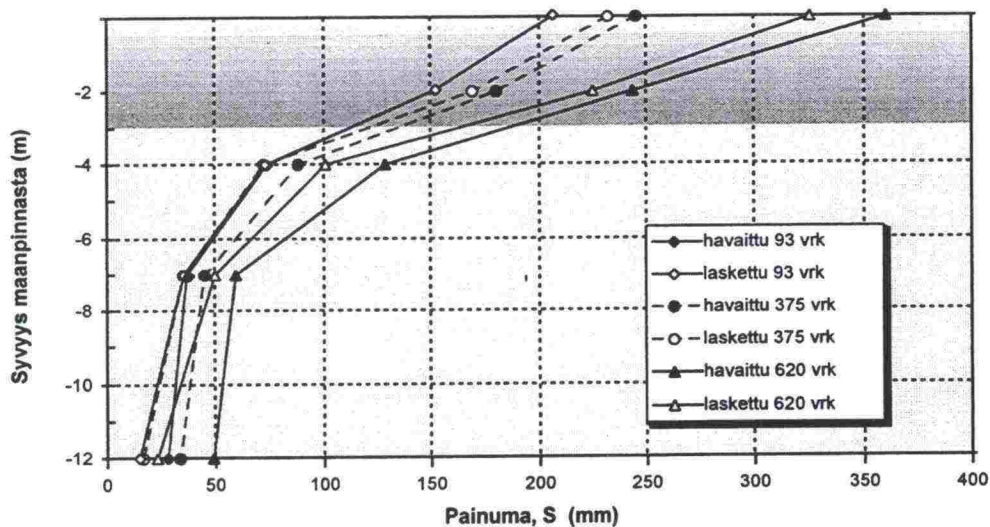
7.3 Tulokset ja tulosten tarkastelu

Penkereen kokonaispainumaksi saatiin laskentajaksolla 33.0 cm, kun vastaavasti mitattu painuma oli tällöin keskimäärin 36 cm (kuva 35). Ero lasketun ja mitatun painuman välillä oli täten 8 %. Tämä ero aiheutui pääosin savi-kerroksen 4...7 m painumakäyttäytymisestä (kuva 36). Laskettujen ja mitattujen painumien välinen ero oli vähäistä stabiloidussa turvekerroksessa. Painuminen tapahtui jokaisen kuormitusvaiheen jälkeen nopeasti, jolloin pitkäaikaisen painuman osuus jäi vähäiseksi kuormituslisäyksen aiheuttamaan välittömään painumaan verrattuna. Esim. III-kuormitusvaiheen lopussa laskettu painumanopeus oli 0.02 mm/vrk. Stabiloidun turvekerroksen laskettu painumaosuus vastasi hyvin mitattuja turvekerroksen painumia ja sen osuus kokonaispainumasta oli 64 %. Siirtymien suuntaa ja suuruutta kuvaavien siirtymävektorien mukaan penkereen vaikutus ulottui elementtiverkon reunaan 20 m:n päähän penkereen keskiliinjasta, jossa voitiin havaita vähäistä maan kohoamista (kuva 37 a). Elementtiverkon deformatuminen kuormituksen vaikutuksesta on esitetty kuvassa 37 b. Kuvassa 37 on esitetty myös

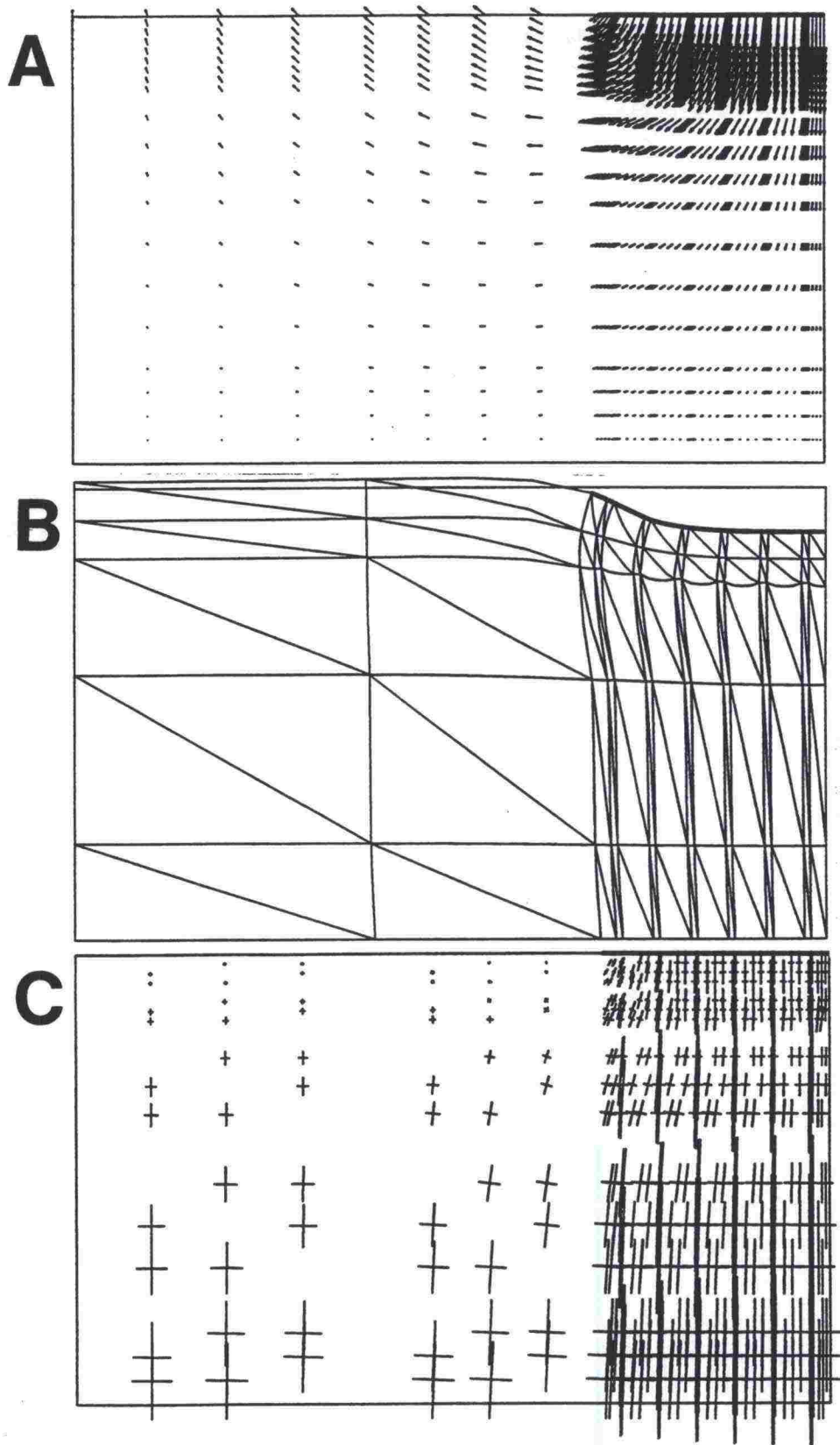
esimerkkinä huokospaineen jakautuminen solmupisteissä. Suurimmat huokospaineet syntyivät rakenteen keskelle stabiloidun savikerroksen ylä- ja alaosiin.



Kuva 35: Lasketut ja mitatut painumat ajan funktiona maanpinnalla, 2, 4, 7 ja 12 m:n syvyydessä



Kuva 36: Painuman syvyysuuntainen jakautuminen 34 vrk:n, 93 vrk:n, 1 v:n ja 2 v:n iässä



Kuva 37: Siirtymien suuruus ja suunta (A), elementtiverkon deformaatio (B) sekä huokospaineen jakautuminen (C) III-kuormitusvaiheen lopussa

8 JOHTOPÄÄTÖKSET

Pilarikairausten perusteella stabiloitujen savipilarien keskimääräinen leikkauslujuus vaihteli vuoden ikäisinä 80...130 kPa. Heikoin lujuus oli välittömästi turvekerroksen alapuolisessa savessa. Massastabiloitu turve lujittui kohtalaisen tasaisesti ja leikkauslujuus vaihteli 60...100 kPa, mikä ylittää stabiloidulle turpeelle asetetun lujuusvaatimuksen (50 kPa). Pilaristabiloitu lujittui huomattavasti epätasaisemmin ja lujuusvaihtelu oli 30...120 kPa. Sekä savi- että turvestabiloidun maan lujuuden vaihtelu voitiin määrittää DCP-kairausten avulla, jolla voitiin paikallistaa etenkin heikosti lujittuneet vyöhykkeet. Vaikka stabiloiduissa savipilareissa sideaineen sekoittuminen oli paikoitellen hyvin epätasaista, saavutti leikkauslujuus kohtuullisen lujuustason. Stabiloidussa turpeessa sideaineen sekoittuminen oli myös epähomogeenista, mikä aiheutti vaihteluja lujuuksissa. Sekoitustavasta johtuen stabiloituun massaaseen sekoittuu myös runsaasti ilmaa. Massastabilointi tuotti laadultaan paremman ja tasaisemman stabiloidun turvemateriaalin perinteiseen pilari-stabilointiin verrattuna.

Sekä laboratorio- että maastotutkimustulosten perusteella turpeen stabilointiin sopivin sideaine oli sementin ja masuunikuonan seos. Masuunikuona toimi tällöin sekä sideaineena että aktiivisena runkoaineena. Laboratoriotutkimusten perusteella savikerrosten stabiloinnissa parhaimmaksi sideaineeksi osoittautui Finnstabin ja sementin seos. Myös maastossa pilarit lujittuivat tällä sideaineella tasaisemmin kuin sementin ja kalkin seoksella.

Turpeen stabilointi lisäsi tilavuuspainoa noin 1,4-kertaiseksi luonnontilaisen turpeen tilavuuspainoon verrattuna, kun sideainepitoisuus vaihteli turvestabiloinnille tyypillisissä määrissä. Saven stabiloinnissa sen sijaan tilavuuspainon muutokset olivat vähäisiä ja vastasivat likimain luonnontilaisen saven tilavuuspainoja.

Kipsipohjaisten lisäaineiden lujuutta lisäävä vaikutus perustuu ettringiittikiteiden muodostamaan, tiheään neulamaiseen verkostoon stabiloidussa maa-matriisissa. Maastabiloinnissa ettringiitin pysyvyys riippuu voimakkaasti stabiloidun maan happamuudesta. Mikäli pH pysyy suurempana kuin 9, ei ettringiitin hajoaminen ole todennäköistä. Suovedellä suoritettu pitkäaikaisuus-testi ei alentanut pH:ta tasolle, jossa hajoaminen olisi todennäköistä. Lisäksi stabiloidun maan vedenläpäisevyys oli niin pieni, että jatkuva suotautuminen aiheuttaisi ettringiitin häviämisen riskiä.

Turpeella tiedetään luonnontilaisena olevan hyvä eristämiskyky ts. sen lämmönjohtavuus on pieni. Lämmönjohtavuus riippuu kuitenkin voimakkaasti vesipitoisuudesta. Stabiloidun turpeen lämmönjohtavuus oli suuruusluokaltaan sellainen, että sillä on merkittävä vaikutus koko tierakenteen routamitoitukseen. Stabiloitu turvekerros toimii eristävänä ja koko rakennetta keventävänä kerroksena, mikä rakenteen routamitoituksessa voidaan ottaa huomioon.

Stabilointi pienentää turpeen vedenläpäisevyyttä noin 10...100 -osaan luonnontilaisesta arvosta, kun sideainepohjana on sementti. Tällöin stabiloitu turve ei toimi vettäjohtavana pystyोजना. Stabiloidussa savessa ei myöskään tapahdu vedenläpäisevyyden kasvua, vaan se pienenee hieman. Stabiloidun turpeen ja saven vedenläpäisevyydet pienenevät voimakkaasti myös

kyllästystilan funktiona, joskin stabiloidussa turpeessa pieneneminen oli hie-
man vähäisempää.

Koepenkereen painumista analysoitiin elementtimenetelmän avulla. Käytetty
malli asetti omat rajoituksensa mallinnettavan ilmiön ja rakenteen suhteen.
Mallin kaksidimensionaalisuudesta johtuen kolmiulotteinen rakenne joudut-
tiin kuvaamaan kaksiulotteisena. Lisäksi käytettävissä olevien elementtien
lukumäärän rajallisuuden vuoksi pilareiden kuvaamiseen käytettävien ele-
menttien mittasuhteet muodostuivat elementtimenetelmälaskennan kannalta
epäedulliseksi. Virheen suuruutta tai merkitystä on vaikea arvioida vertailu-
kohdan puuttuessa.

Parametrien määrittäminen muodostaa ongelmallisimman vaiheen laskennasta.
Laskennassa käytetyt parametrit saatiin yhdistämällä in situ -mittausten ja
laboratoriokokeiden antama informaatio. Sekä laboratoriokokeet että in situ
-mittaukset tulisi suorittaa mallinnuksen kannalta rakenteen kuormitusvaihei-
ta vastaavina ajankohtina.

Rakenteen epähomogeenisuus ja varsinkin rakenteen sisältämä ilma muo-
dosti mallin toiminnan kannalta merkittävimmän tekijän. Stabiloinnin yhtey-
dessä rakenteeseen jää huomattava määrä ilmaa, joka poistuu rakennetta
kuormitettaessa. Ilman poistumisen lisäksi laskennassa jouduttiin oletta-
maan tuoreen stabiloidun turverakenteen vedenläpäisevyydet huomattavan
pieniksi. Tähän päädyttiin laskennan painumakäyttäytymisen perusteella. Al-
kuperäisillä arvoilla konsolidaatiopainumaa ei olisi syntynyt 93 vrk:n jälkeen
in situ -mittausten osoittamalla tavalla. Tämän oletettiin johtuvan liian no-
peasta huokosvedenpaineiden purkautumisesta. Alimmassa savikerrokses-
sa käytettiin savipilareille luonnontilaisen saven vedenläpäisevyyksiä kuvaaa-
maan savikerroksen alla olevaa silttimaakerrosta. Laskennassa jouduttiin
kuvaamaan ilmiötä edellä esitetyllä tavalla kokemusperäisten olettamusten
avulla. Lasketut painumat saatiin näiden olettamusten perusteella vastaa-
maan hyvin mitattuja painumia. Virhe kokonaispainumassa 620 vrk:n koh-
dalla oli noin 9 %. Osittain tämä ero syntyyneen ylemmän savikerroksen ylä-
osan painumakäyttäytymisestä.

9 KIRJALLISUUSLUETTELO

GEO-SLOPE 1987. SEEPW-ohjelmisto

Glo-85. Geotekniset laboratorio-ohjeet. 1. Luokituskokeet. Suomen Geoteknillinen yhdistys r.y. Rakentajain Kustannus Oy.

Huttunen, E., Kujala, K. and Vesa, H., Quality control for deep stabilized test trial. Second International Conference on Ground Improvement Geosystems - Grouting and Deep Mixing- , Tokyo 1996.

Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity, Version 5.0 Edited by P.A. Vermeer. A.A. Balkema, Rotterdam 1993.

Ravaska, O. & Kujala, K., Settlement calculation of deep stabilized peat and clay by finite element program. Second International Conference on Ground Improvement Geosystems - Grouting and Deep Mixing- , Tokyo 1996.

Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi. Tielaitoksen selvityksiä 81/1993. Oulu 1993. Geokeskus Oulun kehitysyksikkö. 87 s.

TIELAITOKSEN TUTKIMUKSIA

- 4/1992 Tiepenkereen holvautuminen, loppuraportti. TIEL 3100005
- 5/1993 Arktinen tienrakentaminen, Kilpisjärven hankkeen yhteenveto. TIEL 3100011
- 2/1994 Routanousun mallintaminen, kirjallisuusselvitys. TIEL 3100013

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 1/1992 Pystyjojanauhojen laatuvaatimukset; laadunvalvonta ja testausmenetelmät. TIEL 3200057
- 31/1992 Pohjaveden maatiivistesuojan tiivistäminen. TIEL 3200086
- 46/1992 Syvästabiloinnin laadunvalvontaohje. TIEL 3200099
- 62/1992 Hienoaineksen vaikutus stabiloidun moreenimurskeen pakkaskestävyyteen. TIEL 3200112
- 68/1992 Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelma (TPPT), perussuunnitelma. TIEL 3200118
- 69/1992 Rakennettujen ja perusparannettujen teiden tasaisuus. TIEL 3200119
- 78/1992 PTM-auton tuottamien tunnuslukujen käyttökelpoisuus ja vertailtavuus sekä niiden yhteys laser-mittauksiin (IRI, IRI4, PI/Laser). TIEL 3200134
- 8/1993 Sitomattoman kantavan kerroksen rakentaminen. TIEL 3200135
- 15/1993 Masuunikuonan käyttö sitomattomissa päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200142
- 16/1993 Betonipäällysteen seuranta; Vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantaraportti nro 1. TIEL 3200144
- 19/1993 Teiden kuntoa ja palvelutasoa koskeva seurantatutkimus. TIEL 3200145
- 20/1993 Moreeni ja sen käyttö. TIEL 3200146
- 26/1993 Bentoniittimattojen ja muovikavojen kelpoisuus pohjaveden suojaukseen, tutkimuksia ja suosituksia. TIEL 3200152
- 34/1993 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, esitutkimus. TIEL 3200159
- 36/1993 Palaturpeen käyttö lämmöneristeenä, raportti koerakenteiden rakentamisesta. TIEL 3200161
- 38/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Kirjallisuusselvitys. TIEL 3200163
- 39/1993 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Esiselvitysvaiheen kuormituskokeet. TIEL 3200164
- 40/1993 Teiden tasaisuusmittareiden vertailu; PTM:n, Roadmanin ja Dipstickin laitevertailu sekä epätasaisuuksien vaikutus tierasitukseen. TIEL 3200165
- 41/1993 Stabiloidun materiaalin maksimiraekoon sekä koekappaleen koon ja muodon vaikutus puristuslujuuteen. TIEL 3200166
- 47/1993 Väsymissuorat tierakenteen mitoitusta varten. TIEL 3200172
- 59/1993 Valtatien 3 routamitoitus routanousun mukaan välillä Riihimäki P - Virala. TIEL 3200184
- 60/1993 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1991-1992; Pohjaveden pinnan vaikutus, tienpinnan taipumamittaus eri lämpötiloissa, vertailu standardi paripyörä - Neste Oy:n kantavuusradan pyörä. TIEL 3200185

TIELAITOKSEN SELVITYKSIÄ

- 68/1993 Kuitukankaat tienrakennuksessa; Uudistetun VTT-GEO luokituksen mukaiset laatuvaatimukset. TIEL 3200193
- 77/1993 Moreenin jalostaminen. TIEL 3200201
- 81/1993 Vt 12 Veittostensuon syvästabilointi, tutkimusraportti. TIEL 3200205
- 82/1993 Emulsiopäällysteiden suunnittelu ja rakentaminen. TIEL 3200206
- 4/1994 Strategic Highway Research Program (SHRP) - Long-Term Pavement Performance (LTPP); Materiaalimodulin määrittäminen takaisinlaskentaohjelmalla sekä tierakenteen vaurioitumisajankohdan ennustemallit. TIEL 3200213
- 8/1994 Roudan vaikutusten mallintaminen. TIEL 3200219
- 12/1994 Jännitys- ja muodonmuutosmittaukset tierakenteessa 1992-1993. Roudan sulamisen simulointi, pohjaveden pinnan vaikutus korkeassa lämpötilassa ja päällysteen reunan vaikutus. TIEL 3200223
- 28/1994 Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet; Vuoden 1993 kuormituskokeet. TIEL 3200238
- 30/1994 Kallioleikkaukset. TIEL 3200240
- 45/1994 Maan routimisen termomekaaninen malli ja sen laskelmat. TIEL 3200254
- 47/1994 Masuunihiekan käyttö päällysrakennekerroksissa. TIEL 3200256
- 53/1994 Kalliomurskeiden tiivistyminen ja hienoneminen, loppuraportti. TIEL 3200262
- 3/1995 Kuormituskestävyyden tavoitekriteerit. TIEL 3200281
- 15/1995 Betonipäällysteen seuranta, vt 4 Kempele-Kiviniemi, seurantaraportti nro 2. TIEL 3200293
- 20/1995 Sään ja hydrologisten tekijöiden vaikutus kevätkelirikkoon. TIEL 3200298
- 30/1995 TPPT:n laatusuunnitelma. TIEL 3200308
- 43/1995 Tukitelineperustusten kantokyky. TIEL 3200319
- 44/1995 Kaltevan maanpinnan vaikutus perustusten kantokykyyn. TIEL 3200320
- 45/1995 Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä. TIEL 3200321
- 54/1995 Veittostensuon koerakenteen toiminta ja laadun arviointi. TIEL 3200330
- 58/1995 Kestävän kehityksen tierakenteet - ideakilpailu. TIEL 3200333
- (Geotekniikan informaatiojulkaisuja:)*
- 2/1993 Massanvaihto. TIEL 3200127
- 21/1993 Pengerpaalutus. TIEL 3200147
- 23/1993 Pohjanvahvistusmenetelmän valinta. TIEL 3200149
- 24/1993 Tiegeotekniikan yleiset mitoitusperusteet. TIEL 3200150
- 39/1994 Tiepenkereen siirtymärakenteet pehmeiköllä. TIEL 3200248
- 42/1994 Nauhapystyöjitus. TIEL 3200251
- 67/1994 Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 3200276